

ERBAUINGENIEUR

ITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1960

3

MENCK

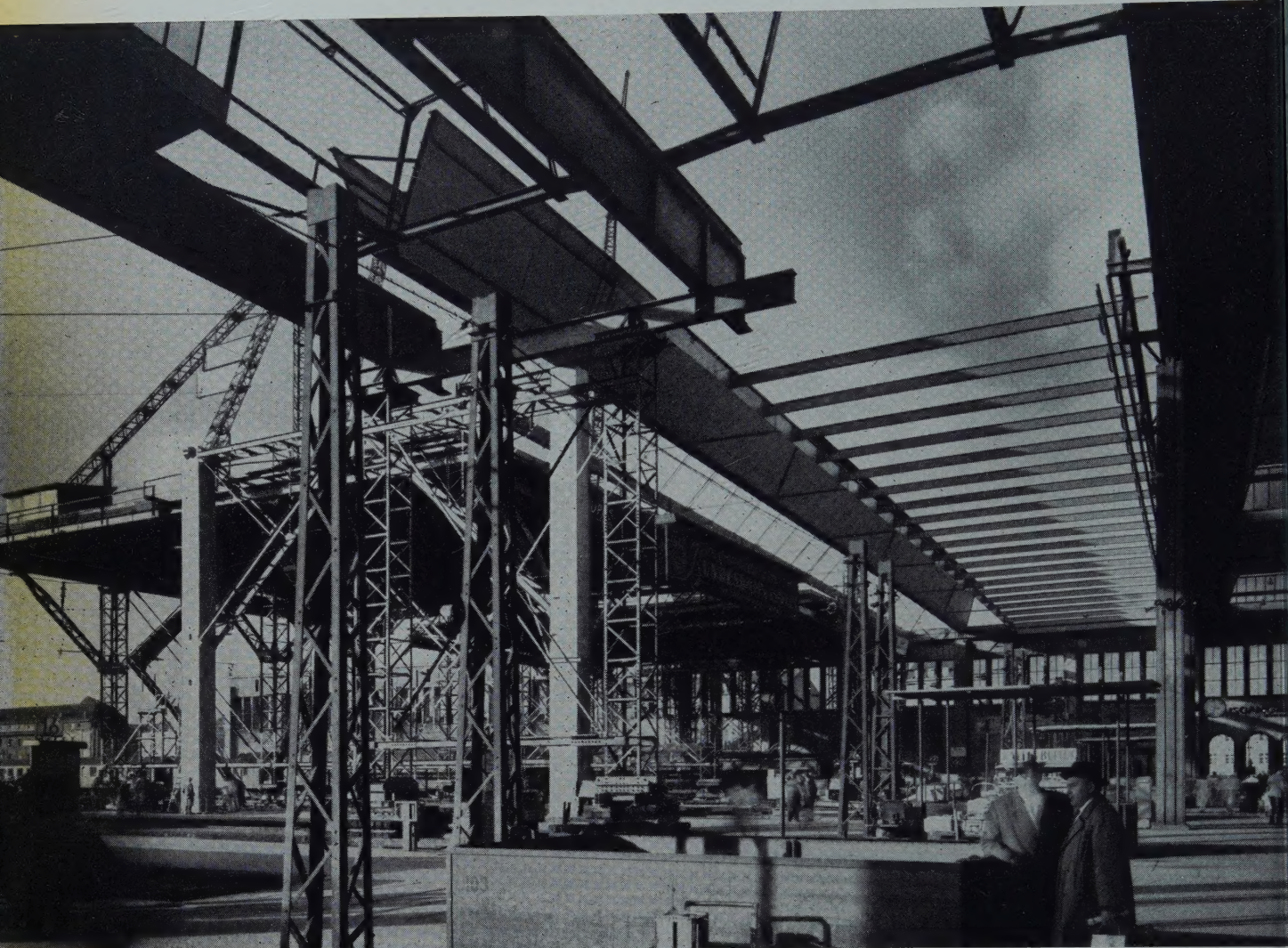
gt das Neueste
dem
brikationsprogramm



der **BAUMA** · München 1960
Freigelände **Stand 21/1**



KRUPP



Neubau der Bahnsteighalle Hauptbahnhof München

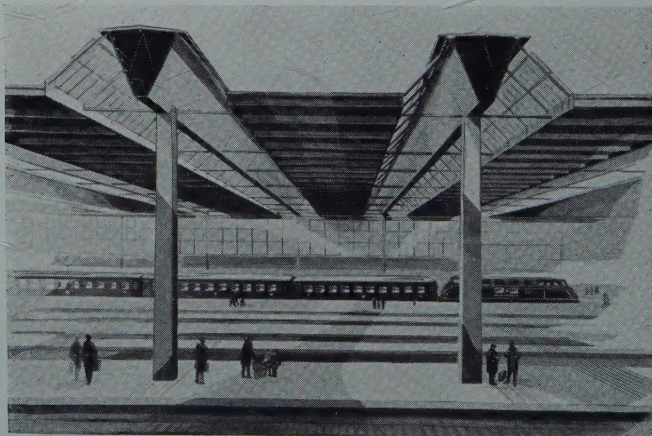
Das Tragsystem besteht aus vollständig geschweißten Kastenträgern in Verbundkonstruktion, deren Stöße durch hochfeste Schrauben geschlossen sind.
Abmessungen der Halle: 200 m lang, 140 m breit.

Bauherr: Bundesbahndirektion München

Architektonische Beratung:

Franz Hart,

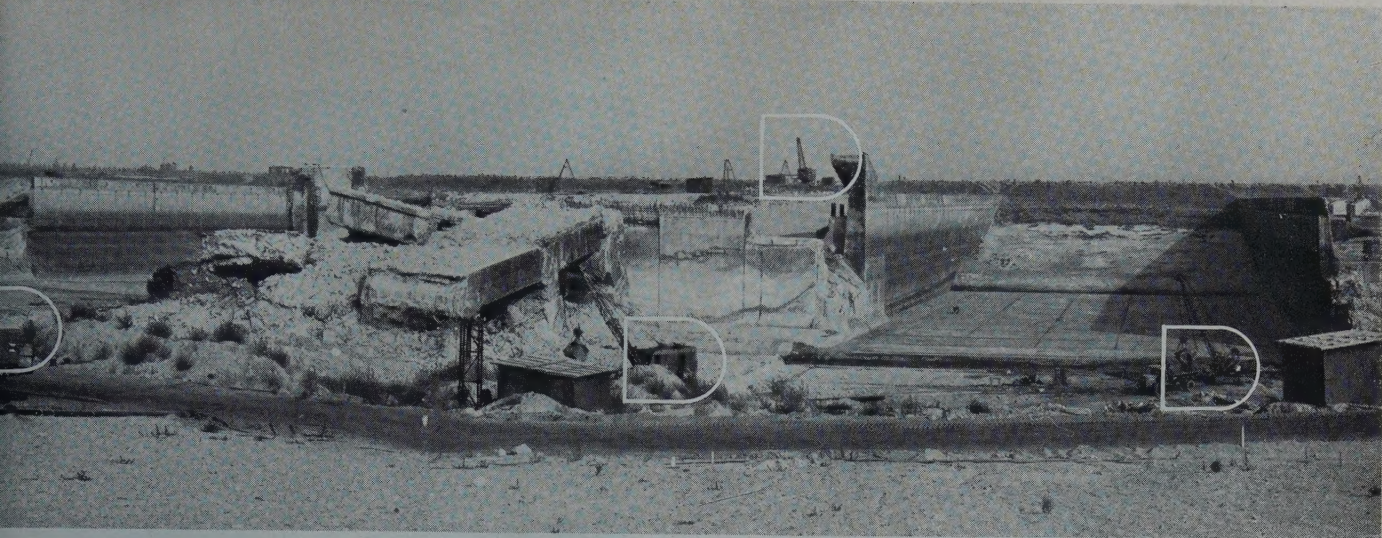
Professor an der Technischen Hochschule München



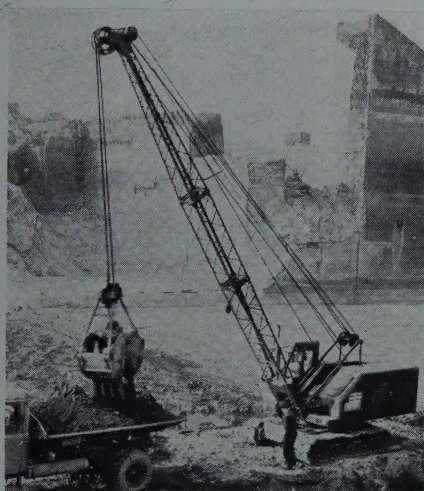
Entwurf und Federführung

Ausführung in Arbeitsgemeinschaft

FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN



ca. 600 000 t



zum großen Teil allerschwerstes Material (Stahlbeton mit Eisenstangen durchsetzt) wurden in 10 Monaten mit einer Tagesleistung von ca. 2500 t aus den kriegszerstörten Schleusenanlagen in Wilhelmshaven, eines der größten Schleusenprojekte der Welt, herausgebaggert. Diese Arbeit leisteten insbesondere 4 DEMAG-Universalbagger mit 0,6 bis 1,8 m³ Löffelinhalt; erst später kamen 2 weitere DEMAG-Bagger gleicher Größenordnung hinzu.

Dieses Großobjekt führen die Firmen Dahmen und Siemer-Müller in Gemeinschaftsarbeit durch. Die beteiligten Firmen sagten uns:

„Im Vertrauen auf unsere robusten DEMAG-Bagger haben wir die Aufgabe übernommen; unsere Erwartungen wurden mehr als erfüllt.“

Der B 406 z. B. arbeitete meist bis zu 15 Stunden/Tag. Seine Tagesleistung mit Schleppschaufel betrug dabei rund 1000 m³.

Überhol- und Wartungsarbeiten, sowie der Austausch von Verschleißteilen, konnten zwischen den Arbeitsschichten durchgeführt werden. Der Ersatzteil- und Kundendienst ist zufriedenstellend.“



Der Fahrer des B 418 sagte uns u. a.:

„Ich bin seit 5 Jahren Baggerfahrer, aber die Luftsteuerung habe ich erst auf einem DEMAG-Bagger kennengelernt. Die Luftsteuerung ist eine feine Sache. Überhaupt das ganze Fahrerhaus ist prima; weit vorgezogen und nach allen vier Seiten gute Sicht. Bei Anfahrt mit dem Greifer an das Fahrzeug z. B. — gleich, ob es links oder rechts steht — brauche ich mich gar nicht mehr heranzutasten; dadurch kann ich die Fahrzeuge — ohne die ermüdende innere Anspannung — schneller beladen.“

Fragen sie unsere Fachingenieure; sie beraten Sie gerne und nennen Ihnen das richtige Gerät für Ihren speziellen Einsatz. Wählen Sie innerhalb unseres 10 Grundtypen umfassenden Produktionsprogramms Ihren Universalbagger von 0,4 bis 7,0 m³ Grabgefäßinhalt.

Besuchen Sie uns auf der Deutschen Baumaschinenausstellung in München; Block 48.

Inlandsvertretungen und Kundendienststationen in:

Berlin, Bremen, Essen, Frankfurt/Main, Freiburg i. Br., Hamburg, Hannover, Kassel, Köln, München, Nürnberg und Stuttgart.

DEMAG BAGGERFABRIK GMBH
DÜSSELDORF-BENRATH



IM AUGE BEHALTEN

Fordern Sie kostenlose CERESIT-Informationsschriften. Der CERESIT-BERATER stellt seine jahrzehntelangen Erfahrungen in Einsatz und Anwendung von chemischen Baustoffen in Ihren Dienst.

WUNNERSCHKE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**

Radial- und Axialpumpen

Theorie, Entwurf, Anwendung

Von A. J. STEPANOFF, Ph. D., Melville Medalist, A. S. M. E., Ingersoll-Rand Company. Deutsche, durchgearbeitete Übersetzung der zweiten Auflage von Dr.-Ing. ALEXANDER HALTMEIER

Mit 321 Abbildungen, XII, 401 Seiten Gr.-8°. 1959.

Ganzleinen DM 49,50

INHALTSÜBERSICHT

Ausgewählte Kapitel aus der Hydraulik · Definitionen und Terminologie · Die Theorie der Radialpumpe · Eulersche Förderhöhe und Wirbel · Spezifische Drehzahl und Entwurfskenngrößen · Entwurf des Laufrades · Das Pumpengehäuse · Axialpumpen · Das hydraulische Verhalten von Kreiselpumpen · Leckverluste, Scheibenreibung, Mechanische Verluste · Axialschub · Kavitation in Kreiselpumpen · Besondere Betriebsbedingungen von Kreiselpumpen · Spezielle Probleme bei Konstruktion und Betrieb von Pumpen · Kritische Drehzahl · Spezielle Probleme und Anwendungsbeispiele für vertikale Pumpen · Spezielle Probleme und Anwendungsbeispiele für Radialpumpen · Die Kombination von Kreiselpumpe und Wasserstrahlpumpe · Wasserschlag in Kreiselpumpensystemen · Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



Besonders glatte Oberflächen

Stahlkonstruktionen aus dünnen Profilen erfordern in vielen Fällen eine nachträgliche Bearbeitung durch Anstrich, Verzinnen, Verzinken oder Emaillieren. Anspruchsvolle Weiterverarbeiter — die zu rechnen wissen — verlangen daher für ihre Fertigung ein Material von absolut glatter Oberfläche.

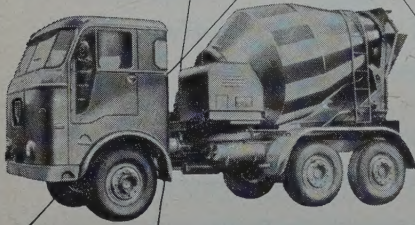
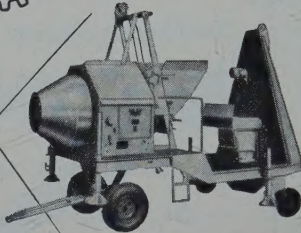
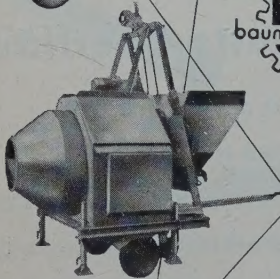
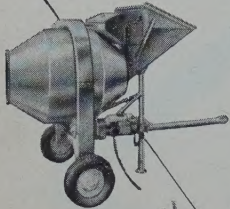
Unsere Abnehmer kennen und schätzen die Oberflächenbeschaffenheit der auf unserer Feineisenstraße gewalzten Profile.

Der neue Prospekt „Feineisenstraße“ enthält neben interessanten Einzelheiten über die technische Ausrüstung und Arbeitsweise dieser modernsten Anlage in der Bundesrepublik auch das ausführliche Walzprogramm.

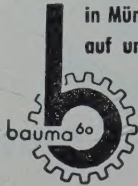
Unsere Verkaufsabteilung sendet Ihnen diese Schrift auf Wunsch gern zu.

**HOESCH AG WESTFALENHÜTTE
DORTMUND**



STETTER*ein Programm für alle Wünsche*

Besuchen Sie uns bitte während der
Deutschen Baumaschinenausstellung
in München vom 19. 3. - 27. 3. 1960
auf unserem Stand im Freigelände



GEORG STETTER BAUMASCHINENFABRIK KG
MEMMINGEN/ALLGÄU · POSTFACH 58

FERNRUF: 4222 · TELEGR.: STEBA MEMMINGEN · FERNSEHR.: 054 518

GARAGEN-SCHWINGTORE

Bitte verlangen Sie bei
Ihrem Fachhändler das
Qualitätsfabrikat
ECO BRA



HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

Betoplan ist die seit Jahren bewährte Sicht-
beton-Vorsatzschalung aus hochwertigen,
koch- und alkalifest verleimten Sperrhöl-
zern mit Kunstharzoberflächenvergütung.
Betoplan findet überall dort Anwendung,
wo an Sichtbeton technisch hohe An-
sprüche gestellt werden. Seine erprobten
Eigenschaften ermöglichen die Herstel-
lung von absolut fehlerfreiem Sichtbeton.

BETOPLAN**KLAUS ES**

Kostenlose technische Beratung und Fachliteratur durch den äl-
testen und erfahrensten Sichtbetonfachmann der Bundesrepublik.
Klaus Esser KG, Düsseldorf 1, Postf. 2909



Hünnebeck

SCHALUNGSTRÄGER

Führend in der Welt!



Ministerium Lima (Peru)

23 Geschosse, Höhe 86 m, Stahlkonstruktion = 3100 t

Entwurf: M · A · N, Lieferung: M · A · N, GHH, Krupp

Montage: M · A · N

M · A · N

VERWALTUNGSBAUTEN · GESCHÄFTSHÄUSER

INDUSTRIEBAUTEN · FLUGZEUGHALLEN

BAHNHOFSHALLEN · STAHLFUNDAMENTE

MASCHINENFABRIK AUGSBURG - NÜRNBERG AG. WERK GUSTAVSBURG

Inhaltsübersicht

	Seite
K 628.1.006.3 (43-2.151)	
<i>Dir. Prof. Dr.-Ing. K. Hünnerberg, Berlin:</i>	
as neue Wasserwerk Spandau der Berliner Wasserwerke	
Mit 12 Abbildungen	77
K 624.072.33 : 624.042 : 620.171.5	
<i>Dipl.-Ing. H. Walter, Köln:</i>	
er die spannungsoptischen Untersuchungen von Rahmenecken	
Mit 11 Abbildungen	81
K 624.074.2/.4 : 624.075.2 : 620.173.26 : 534.12	
<i>Prof. Dr.-Ing. A. Lisowski, Krakau:</i>	
nickung und Schwingungen von Schalen im Lichte der Modellprüfung	
Mit 17 Abbildungen	86
K 624.97 : 624.153 : 624.042 : 624.131.52	
<i>Dipl.-Ing. Dr.-techn. J. Majer, Wien:</i>	
hiefstellung und „zulässige Spannungen“ bei Mastfundamenten	
Mit 7 Abbildungen	90
K 624.191 : 625.745.22 : 693.814.1	
<i>Dipl.-Ing. J. Demmin, Dinslaken:</i>	
urchlässe und Unterführungen aus Stahlfertigteilen	
Mit 6 Abbildungen	97
K 624.922 : 725.35 : 627.215 (43-2.51)	
<i>Dr.-Ing. R. Ohlig, Wiesbaden:</i>	
ebau einer Schnellumschlagshalle im Hafen von Ludwigshafen a. Rhein	
Mit 2 Abbildungen	99

Kurze Technische Berichte

K 624.042 : 624.074.4 : 624.9 : 621.039.42	
abstäbliche Modellversuche zur Ermittlung der dynamischen Beanspruchung von Containerschalen	100
K 621.039.546 : 621.039.572 : 624.953 (796) (047.6)	
oppelter Sicherheitseinschluß des Argonne-Experimentier-Brutreaktors II	
Mit 7 Abbildungen	101
K 624.916 : 69.024.5 : 725.826.4 (047.6)	
ängedach für eine Hockey-Spielhalle	
Mit 3 Abbildungen	106
K 627.811 : 627.814 : 627.82 (44) (047.6)	
as Durance-Projekt und der Serre Ponçon-Damm	
Mit 2 Abbildungen	107
uchbesprechungen	108
euerscheinungen	110
erschiedenes	110

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler

Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an andere Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelhefte DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,—, vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und der Anzahl des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin · Göttingen · Heidelberg

Das neue Wasserwerk Spandau der Berliner Wasserwerke

Von Direktor Professor Dr.-Ing. Kurt Hünnerberg, Berlin

K 628.1.006.3 (43-2.151)

Die Spaltung von Groß-Berlin in Ost- und Westsektoren im März 1949 brachte für die Trinkwasserversorgung Westberlins gewisse Schwierigkeiten mit sich, da von den insgesamt vorhandenen 16 Wasserwerken nur 7 Werke mit einer Gesamtkapazität von rd. 500 000 m³/Tag zur Versorgung der 2,2 Mio Einwohner in den Westsektoren verblieben waren. 1948, d. h. vor der Spaltung der Stadt, betrug der höchste Tagesbedarf für das gesamte Großberliner Versorgungsgebiet mit seinen 3,3 Mio Einwohnern bereits 1 500 000 m³. Daraus erhellt, daß die in Westberlin verbliebene Kapazität im umgekehrten Verhältnis zur Bevölkerungszahl der Westsektoren stand. Außerdem reichten die Transportleitungen von den westlich gelegenen Wasserwerken nach den dicht an den Sektorengrenzen gelegenen Bezirken nicht aus, z. B. auch nicht nach dem dichtbesiedelten Neukölln, das sein Wasser bis dahin vom Werk Johannisthal erhalten hatte, nun aber von bis zu 25 km weit entfernten liegenden Werken Westberlins versorgt werden mußte.

Diese durch die Spaltung neu geschaffene Situation erforderte eine umgehende Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Westberliner Wasserwerke und des Rohrnetzes. Im Zuge der Verwirklichung eines großangelegten Ausbauplanes entstand 1954/55 das neue Wasserwerk Riemeister Fenn und anschließend daran das neue Wasserwerk Spandau, das im Juni 1959 dem Betrieb übergeben wurde. Gleichzeitig wurden etappenweise die Wassergewinnungs-, Aufbereitungs- und Förderanlagen der Werke Beelitzhof, Tiefwerder und z. T. auch schon Jungfernheide nach neuzeitlichen Gesichtspunkten ausgebaut. Weiterhin wurde das Rohrnetz durch 33 km Transportleitungen von NW 800 und NW 1000 erweitert.

Die ersten Spandauer Werksanlagen sind bereits 1896 von der damaligen Stadtgemeinde Spandau errichtet worden. Spandau, das damals noch nicht zum Berliner Stadtgebiet gehörte, baute dieses Werk nach und nach bis auf etwa 20 000 m³/Tag aus. Bei der Bildung von Groß-Berlin wurde 1922 auch dieses Wasserwerk mit in die Großberliner Wasserwerke einbezogen. Die schnelle Steigerung des Wasserbedarfs als Folge der Zunahme von Bevölkerung und industrieller Tätigkeit stellte aber immer höhere Anforderungen auch in die Leistung des Werkes Spandau, so daß dessen Anlagen im Laufe der Jahre gleichfalls erweitert werden mußten und 1949 eine Kapazität von etwa 40 000 m³/Tag erreicht hatten.

Die völlig veralteten Anlagen und Gebäude ließen darüber hinaus aber eine Erweiterung und Modernisierung nicht mehr zu; es wurde deshalb inmitten der alten, zum Zug abzubrechenden Betriebsanlagen ein völlig neues,

nach den letzten wissenschaftlichen und praktischen Erkenntnissen der Wasserversorgungstechnik eingerichtetes Werk erbaut.

Aus betriebstechnischen Gründen ist dieses neue Werk in zwei Bauabschnitten entstanden. Endziel war die Erhöhung der Gesamtleistung auf 90 000 m³/Tag, die auch im Sommer 1959 erreicht wurde. Dazu berechtigten sorgfältig und über lange Zeiträume hinweg angestellte hydrogeologische Untersuchungen im Einzugsgebiet des Werkes. Als erste Baumaßnahme wurde zur Erweiterung der Wassergewinnungsanlagen 1955 im Spandauer Stadtforst ein Horizontalbrunnen mit 8 Filterrohrsträngen von insgesamt 310 m Filterrohrlänge nach dem Ranney-System mit einer Leistung von 30 000 m³/Tag abgeteuft; er leistete im letzten Sommer max. 35 000 m³/Tag.

Der Brunnen liegt, geologisch gesehen, im Berliner Urstromtal. Die obersten diluvialen 9—10 m mächtigen Schichten, die nicht von alluvialen Formationen überlagert sind, bestehen aus feinkörnigen Sanden. Darunter folgt eine mehrere Dezimeter starke Geröllage, unter der eine

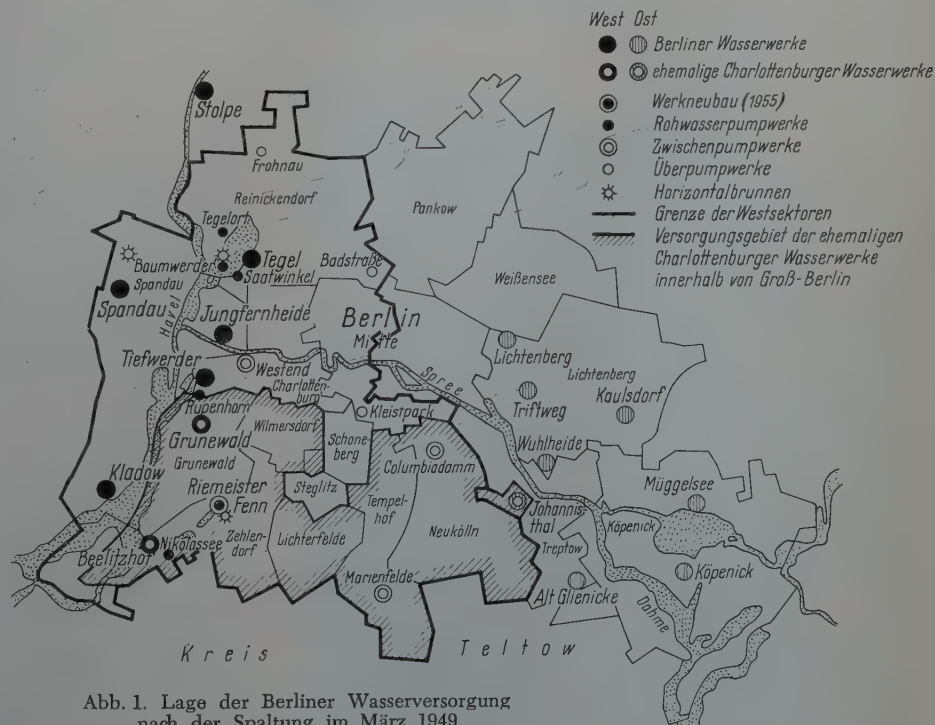


Abb. 1. Lage der Berliner Wasserversorgung nach der Spaltung im März 1949.

bis zu 8,5 m starke kompakte Geschiebemergelbank ansteht. Die Bank, die schwer wasserdurchlässig ist, ist stellenweise unterbrochen. Unter dem Geschiebemergel, der das Grundwasser der tieferen glazialen Schichten nur örtlich spannt, stehen wieder Sande an, die teilweise recht grobkörnig sind und deshalb die Anwendung des Ranney-Systems (Bohrrohr = Filterrohr) ermöglichten. In einer Tiefe von rd. 26,0 m unter Gelände wurden die Horizontalstränge angesetzt. Der Brunnenschacht von 4,0 m l. W. wurde nach den herkömmlichen Methoden ohne Schwierigkeiten niedergebracht. Wegen der starken Aggressivität des erschlossenen Grundwassers wurde für die Filterrohre kein normaler Stahl, sondern Böhler-Edelstahl gewählt.

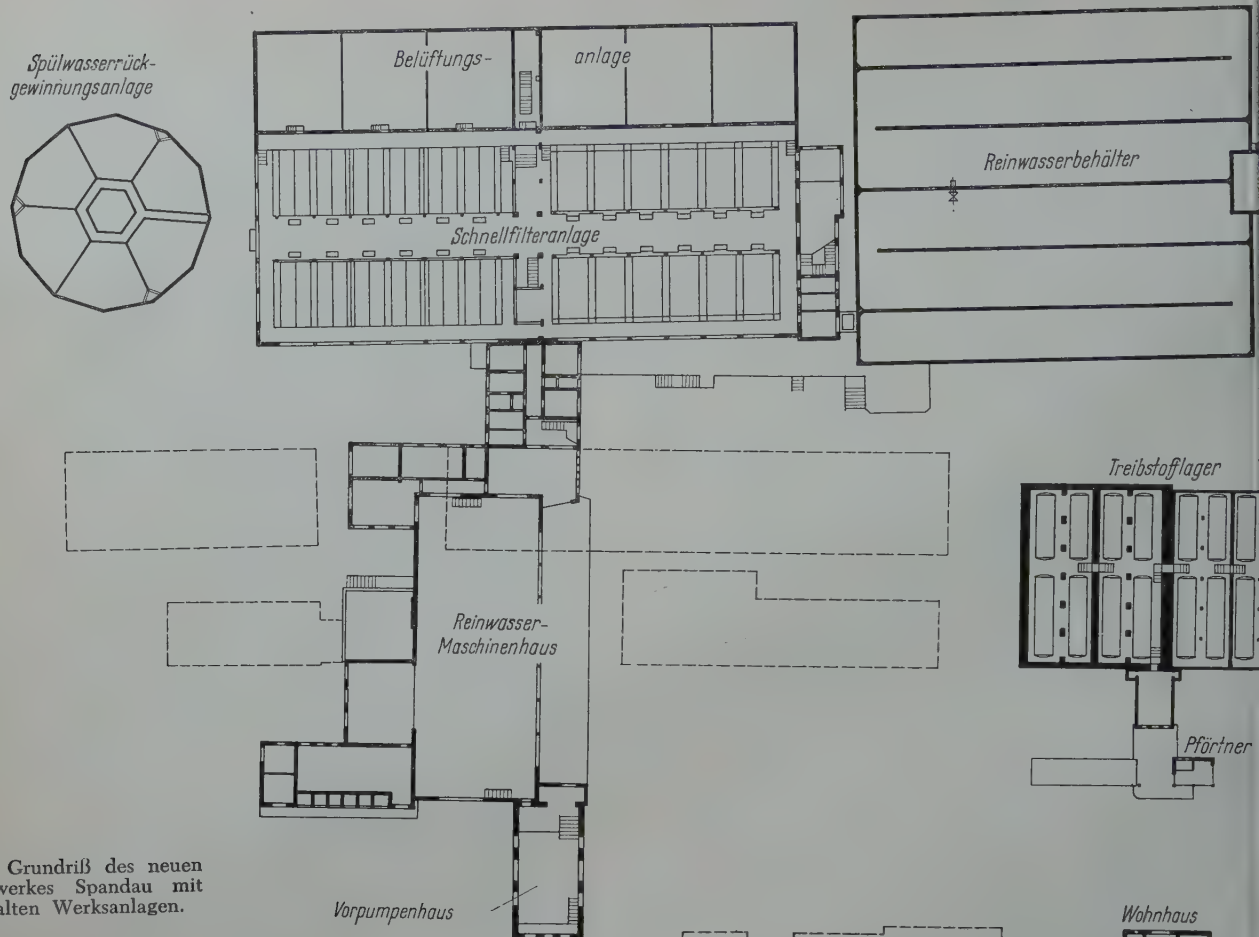
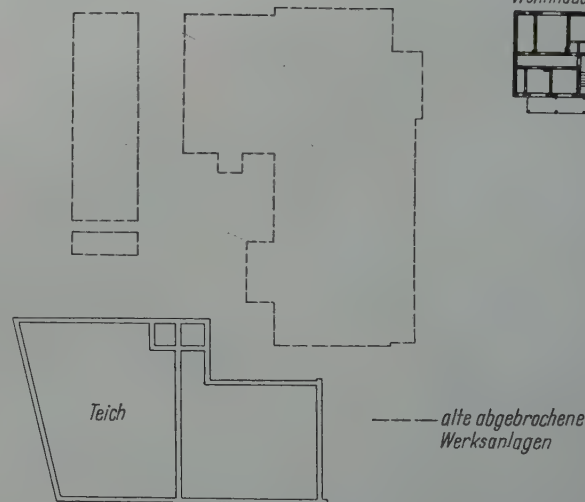


Abb. 2. Grundriß des neuen Wasserwerkes Spandau mit den alten Werksanlagen.

Das Rohwasser wird aus Gründen der Betriebssicherheit mit 2 in den Brunnenschacht eingehängten Unterwasserpumpen über eine 4 km lange, z. T. aus Stahl, z. T. aus Asbestzement bestehende Druckrohrleitung NW 600 nach den Aufbereitungsanlagen des Werkes gefördert. Zur Anreicherung des Untergrundes im Fassungsgebiet des Horizontalbrunnens wird Havelwasser aus dem Aalemann-Kanal über eine Asbestzementrohrleitung und einen offenen Graben, die Kuhlake, auf das Fassungsgebiet gepumpt und dort versickert.

Gleichzeitig wurde auf dem Werksgelände auch mit dem 1. Bauabschnitt, der Errichtung einer 3-Kammer-Flachverdüsung mit 3 darunter liegenden rechteckigen Reaktionsbecken sowie dem Bau einer aus 12 Filterbecken bestehenden BAMAG-Schnellfilteranlage für eine Leistung von 45 000 m³/Tag, begonnen. Unter der Aufbereitungsanlage wurde als Fundament ein Reinwasserbehälter von rd. 6400 m³ Inhalt angeordnet. Dieser erste Bauabschnitt kam im Sommer 1956 in Betrieb. 1957—1959 wurde dann der 2. Abschnitt, bestehend aus einer weiteren 3-Kammer-Flachverdüsung mit 3 darunter befindlichen kreisrunden



Reaktionsbecken und weiteren 12 Schnellfiltern des gleichen Systems für 45 000 Tageskubikmeter, durchgeführt. Auch hier wurde unter der gesamten Anlage ein Reinwasserbehälter von rd. 5900 m³ angeordnet. Schließlich wurde ein neues Reinwasserpumpenhaus und die Sozialräume errichtet und das vorhandene Rohwasserpumpenhaus in seiner äußeren Gestaltung den neuen Anlagen angepaßt.

Bei der Planung des neuen Werkes wurde angestrebt, die neuen Bauten zu einer organischen Einheit so zu verschmelzen, daß innerhalb und zwischen den einzelnen Anlagenteilen geringe Wasserfließverluste entstehen; damit konnten auch die Betriebswege verkürzt und sowohl hierdurch als auch durch die Anwendung der modernsten Fernsteuerung



Abb. 3. Erster Bauabschnitt. Schnitt durch die Aufbereitungsanlage.

und Fernübertragungseinrichtungen Bedienungspersonal entsprechend eingespart werden.

Durch neuere Erkenntnisse bei der Verdüsung und Belüftung des eisen- und manganhaltigen Grundwassers konnte die Prallbodenbelastung der neuen Verdüsungskammern gegenüber der Belastung herkömmlicher Rieslerlagen erheblich gesteigert werden. Die Verdüsungskammern benötigen nur noch 50 % der Fläche und 25 % des abgebauten Raumes der bisherigen Belüftungsanlagen. Weitere Einsparungen ergeben sich auch durch den einfacheren Betrieb der neuen Verdüsungsanlagen. Während die alten Riesler in gewissen Zeitabständen sehr umständlich und kostenaufwendend durch Ein- und Ausbau der Steinpackungen, um das Rohwasser hindurchrieseln zu lassen, von Eisen- und Manganschlamm gereinigt werden mußten, brauchen die neuen Verdüsungsanlagen so gut wie keine Wartung.

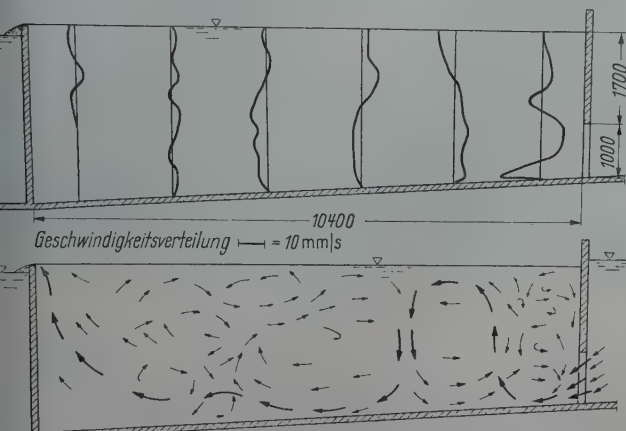


Abb. 4. Strömungsverlauf in einem rechteckigen Reaktionsbecken herkömmlicher Bauart.

Die den Verdüsungskammern unmittelbar nachgeschalteten Reaktionsbecken sind erstmalig in Berlin nach den Ergebnissen großmaßstäblich durchgeführter Modellversuche in zwei verschiedenen Formen ausgebildet worden. Der Grund dafür war der, daß die Frage der Gestaltung und Bemessung von Reaktionsbecken, der zweiten Stufe der Enteisenung, in Abhängigkeit von den chemischen und physikalischen Eigenschaften des Wassers bisher noch keine wissenschaftliche Beantwortung gefunden hat. Auf Grund

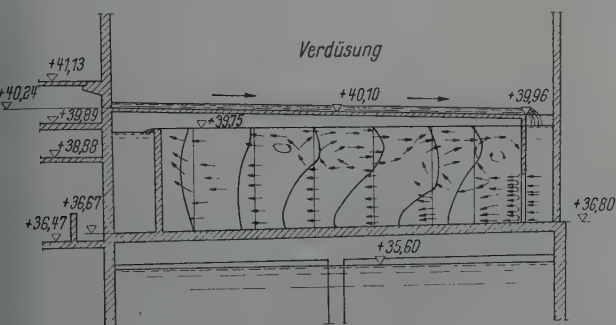


Abb. 5. Strömungsverlauf in einem rechteckigen Reaktionsbecken mit geschlitzter Tauchwand.

der Beobachtung, daß das Ausflocken des Eisens aus dem Rohwasser reichlich belüftet, also mit Sauerstoff angereichert werden mußte, nach längstens 1½ Stunden abgeschlossen sein sollte, begnügte man sich bislang in der Praxis damit, die Reaktionsbecken so groß zu machen, daß das Wasser in ihnen maximal eine Stunde verweilen konnte. Die nach dieser Auffassung konstruierten Rechteckbecken erfüllten die an den Flockungsprozeß gestellten Anforderungen aber nur sehr mangelhaft. Infolge der in ihnen vorherrschenden ungleichmäßigen Strömungsverhältnisse verläßt mehr als die Hälfte des Wassers das Becken vorzeitig, ohne zu flocken. Der erwünschte Effekt im Hinblick auf die Verweilzeit wird also nicht erreicht.

Eine gewisse Verbesserung des Flockungswirkungsgrades wurde nun in den Rechteckbecken der ersten Ausbaustufe des neuen Werkes Spandau bereits erzielt (Abb. 5); in diesem Becken erfolgt der Wassereintritt durch verschieden große, schlitzartige Öffnungen in der unteren Wandhälfte der Einstromseite, so daß eine gleichmäßigere Durchströmung und damit ein längerer Aufenthalt für alle Wasserfäden im Becken erfolgt.

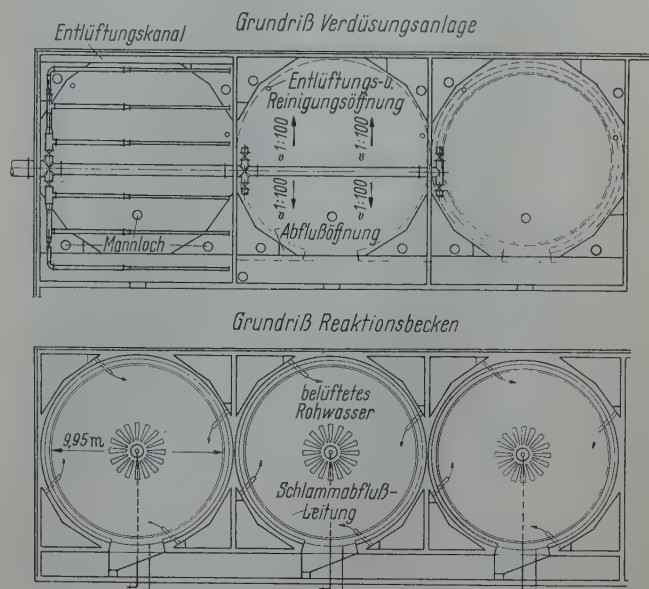


Abb. 6. Zylindrische Zyklo-Becken mit 4 Zuläufen unter einem rechteckigen Verdünsungsraum.



Abb. 7. Zylindrische Zyklo-Becken im Bau.

Die noch besseren, inzwischen im Werk Beelitzhof gemachten Erfahrungen mit einer Beckenform, die auf dem Zykloprinzip basiert, ermutigten dazu, in der zweiten Ausbaustufe des Werkes Spandau auch hier Reaktionsbecken nach diesem Prinzip zu bauen (Abb. 6 und 7).

Die besonderen Kennzeichen dieser Beckenform sind der zur Mitte ansteigende Boden, die geschlitzte Flockungsscheibe über dem Schlammtrichter, die Zuleitung des verdünnten Wassers an 4 Punkten unter einem Winkel von

25° zum Halbmesser und der Ablauf des Wassers am vollen Umfange der Beckenkante. Die Entfernung des Eisenschlammes aus dem kegelförmigen Fangtrichter erfolgt intermittierend in 2—3 Tagen einmal, wobei der Schlammwasserschieber für einige Minuten während des normalen Betriebes geöffnet wird.



Abb. 8. Blick in die Schnellfilteranlage.

In der Schnellfilterhalle sind die Trennwände der einzelnen Filterbecken als tragende Scheiben ausgebildet. Dadurch konnten die Unterzüge im darunterliegenden Reinwasserbehälter eingespart und somit dem Gesamtbauwerk eine klare Gliederung gegeben werden. Diese Konstruktion bietet außerdem den Vorteil einer einwandfreien Behälterentlüftung. Bei Vorhandensein von Unterzügen im Reinwasserbehälter bilden sich nämlich in den einzelnen Feldern Luftpolster, die erfahrungsgemäß schwierig zu lüften sind.

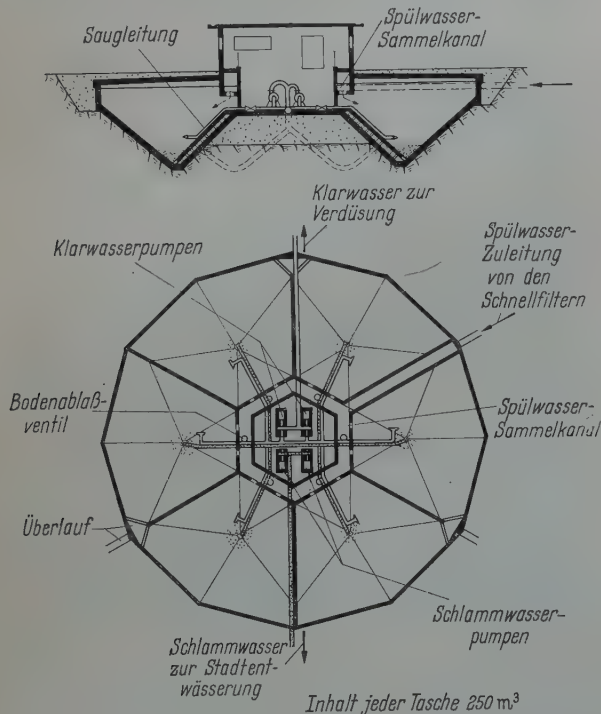


Abb. 9. Schema der Spülwasserrückgewinnungsanlage.

Die Stahlbetonbauglieder sind unter Verwendung von Stahl I und III in einer Betonfestigkeit von B 225 hergestellt, wobei Stahl III soweit als möglich zur Einsparung von Baustahl der Vorrang gegeben wurde. Die wasserberührenden Bauteile sind unter Verwendung von Hoch-

ofenzement betoniert worden, um Kalkausscheidungen möglichst gering zu halten. Die daraus sich ergebenden geringen Anfangserhärtungen sind in Kauf genommen worden. Dem Hochofenzement ist Traß zugemischt worden zur Erzielung eines Fertigbetons von großer Wasserdurchlässigkeit und besserer Verarbeitbarkeit. Darüber hinaus sind alle mit dem Wasser bespülten Bauteile mit einem wasserdichten Zementputz verkleidet worden, bei dessen Herstellung größter Wert auf die fachgerechte Ausführung gelegt wurde. Aus hygienischen Gründen sind die

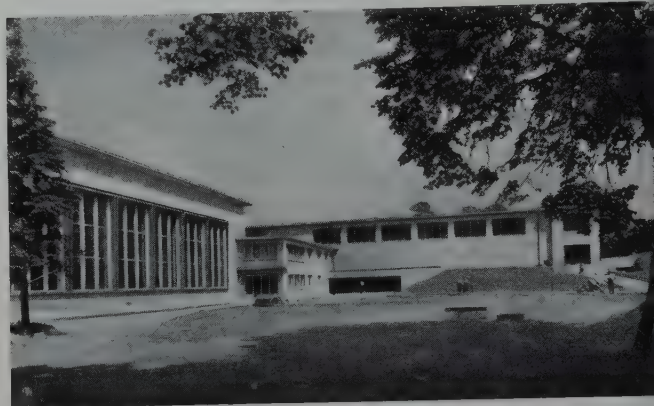


Abb. 10. Reinwassermaschinenhaus, Sozialräume und Aufbereitungsanlage.

Filterbecken vom mittleren Bedienungsgang durch große Glaswände abgetrennt, eine Einrichtung, die von den Berliner Wasserwerken erstmalig geschaffen wurde und bei allen Filterneubauten angewendet wird; denn das Rohwasser auf den Filtern ist bereits völlig keimfrei.

Erstmalig in Berlin werden die beim Rückspülen der Schnellfilter anfallenden Schlammwässer in einer besonders dafür konstruierten Anlage geklärt und im Kreislauf der Aufbereitungsprozeß wieder zugeführt.

Die Spülwasserrückgewinnungsanlage besteht aus sechs Schlammflaschen, die ringförmig um ein Pumpenhaus angeordnet sind. Diese Konstruktion ermöglichte es, mit einer kleinen maschinellen Ausrüstung auszukommen. Die Abmessungen der Schlammflaschen sind auf die anfallenden Spülwassermengen abgestimmt. Bei den üblichen Verfahren, das Spülwasser über Klärbecken in Vorfluter oder die Kanalisation abzuführen, lagen die Wasserverluste bei etwa 2 % der durchgesetzten Wassermenge. Durch das neuartige Kreislaufverfahren werden die Spülwasserverluste auf 0,2 %, also um den 10fachen Wert, herabgemindert. Ein Faktor, der bei Vergrößerungen der Werkskapazität eine nicht unerhebliche Rolle spielt.

Das Reinwassermaschinenhaus ist als Stahlbetonbau mit Mauerwerksausfachung ausgeführt. Auf Vollbetonfundamenten, deren Grundflächen durch starke Stahlbetonplatten vergrößert sind, um die Bodenpressung möglichst klein zu halten, stehen 3 Elektropumpensätze, 2 Dieselpumpen Aggregate und 1 Notstromaggregat. Die Fundamente sind von allen angrenzenden Bauwerksteilen getrennt angeführt, um Schwingungsübertragungen zu vermeiden. In der Planung ist auch die Frage der Bekämpfung des Maschinenlärms untersucht worden. Eine wenn auch nicht ideale Lösung dieses Problems wird z. Z. in der Teilkapselung der Antriebsmaschinen, etwa durch Kunststoff, gesehen. Da jedoch eine solche Verkleidung auf dem Gesamtbild der Maschinenanlage sehr störend gewirkt hätte, ist die an die Westwand angebaute Schaltwand gegen das Maschinenhausinnere in ihrer ganzen Breite durch eine schallhemmende Doppelglaswand mit schallhemmenden Türen abgeschildert worden.

Von den drei Versorgungsarten — Gas, Wasser und Strom — ist die Belieferung der Bevölkerung mit Trinkwasser wohl die wichtigste Aufgabe der Gemeinden u

arf in keinem Falle unterbrochen werden. Daher haben
meist alle größeren Wasserwerke, auch die in Berlin, für
en Antrieb ihrer Roh- und Reinwasserpumpen zwei
nergiearten zur Verfügung: den elektrischen Strom und
ie Dampfkraft. Auf Grund eingehender Wirtschaftlich-
eitsberechnungen und Untersuchungen ist bei der Planung
nd Ausführung des neuen Wasserwerkes Spandau von
er Dampfkraft als zweite Energieart abgewichen und
afür Antrieb durch Dieselmotoren gewählt worden. Bei
usfall der öffentlichen Stromversorgung ist es dann mög-
ch, sofort selbsttätig auf Dieselmotorbetrieb überzugehen und
ie Wasserversorgung in wenigen Minuten wieder in Gang
u bringen. Der Dieselmotor soll aber nicht nur bei
tromstörungen einspringen, sondern auch in den Winter-
monaten die Förderung ausschließlich übernehmen. Diese
etriebsweise dient der Entlastung der öffentlichen Strom-
versorgung während der Spitzenmonate im Winter; da-
urch ist es auch möglich, die gesamte nutzbare Wärme
er Auspuffgase und des Kühlwassers der Dieselmotoren
ür die Beheizung und die Klimatisierung der Betriebs-

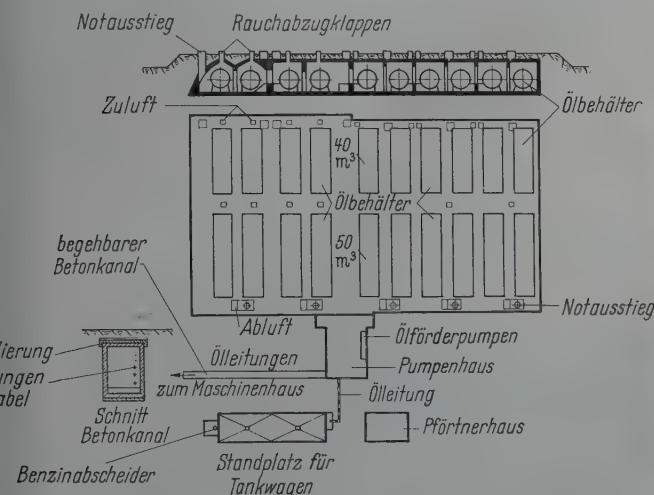


Abb. 11. Lagerung des Dieseltreibstoffes.

räume zu verwenden. Die Abwärmeverwertung in dieser
Form erreicht im neuen Wasserwerk Spandau optimale
spitzenwerte.

Zur Lagerung von 800 000 Liter Dieseltreibstoff, d. i.
in Jahresbedarf, sind in einem für diese Zwecke um-
gebauten alten, infolge seiner geringen Wasserstandshöhe
von 3,0 m nicht mehr benötigten Reinwasserbehälter
10 Stahlkessel mit je 40 000 und 50 000 Liter Inhalt ein-
gebracht worden. Bei dem Um- und Ausbau dieses Be-
hältern sind alle Erfordernisse für ein neuzeitliches Treib-
stofflager berücksichtigt worden. In erster Linie wurde dar-
auf Bedacht genommen, eine Versickerung des Treibstoffes
infolge von Undichtigkeiten in den Untergrund wegen der

gefährlichen Verseuchung des Grundwassers zu verhindern.
Die zu den Tagesbehältern der Dieselmotoren im Rein-
wassermaschinenhaus führenden Ölleitungen liegen in
einem begehbaren Betonkanal. Bei Leckwerden der Stahl-
kessel oder der Ölleitungen wird ausfließendes Öl von der
Sohle der Reinwasserbehälter bzw. des Kanals aufgefan-
gen und die Undichtigkeit durch eine automatische Signal-
anlage in der Schaltwarte angezeigt.

Das Dach des Maschinenhauses ist, wie die Dächer
aller anderen Gebäude, mit wärmedämmenden Kunststoff-
hartschaumplatten belegt. Die Außenwandflächen der
neuen Gebäude sind zur Wärmedämmung mit Ytong-
Platten verkleidet, die wiederum mit wetterbeständigen
grobkeramischen kanilierten Spaltverblendern, grau-weiß-
gelb, einheitlich belegt sind. Die Innenwandflächen wurden
mit elfenbeinfarbenen Spaltverblendern versehen oder in
anderen Räumen, wie z. B. den Dusch-, Wasch- und Um-
kleideräumen der Belegschaft, entsprechend gefliest.

Die Verbindung zwischen der Aufbereitungsanlage und
dem Maschinenhaus wird durch das Werkstatt-, Büro- und
Sozialgebäude hergestellt. Die sozialen Einrichtungen sind
nach neuesten Gesichtspunkten in Planung und Ausführung
besonders pfleglich behandelt worden.

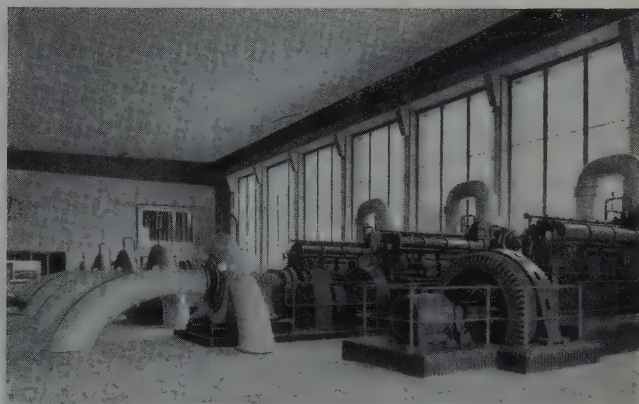


Abb. 12. Blick in das Reinwassermaschinenhaus.

Mit dem neuen Wasserwerk Spandau ist eine Rationali-
sierungsstufe in der Wasserversorgungstechnik erreicht
worden, die unter Anwendung der heute zur Verfügung
stehenden technischen Mittel ein Optimum darstellt. Alle
Steuer- und Regeleinrichtungen werden hydraulisch oder
elektrisch durch Druckknöpfe betätigt. In einer Steuer-
warte können alle Meßwerte, die für einen ordentlichen
Betriebsablauf notwendig sind, abgelesen bzw. auf-
geschrieben werden. Diese Betriebsüberwachungstechnik in
Verbindung mit der Geschlossenheit der Gesamtanlage
verursacht bei geringstem Personaleinsatz kleinste Be-
triebskosten, gemessen an herkömmlichen Anlagen gleicher
Kapazität.

Über die spannungsoptischen Untersuchungen von Rahmenecken

Von Dipl.-Ing. Hans Walter, Köln

OK 624.072.33 : 624.042 : 620.171.5

1. Einleitung

Der Aufsatz von Dipl.-Ing. J. Hahn, Düsseldorf, über
die Hauptspannungen und Schubspannungen im Stahlbeton-
bau¹ behandelt ein brennendes Problem im Ingenieurbau,
und es wurde gezeigt, wie es mit Hilfe von Näherungs-
formeln möglich ist, den verwinkelten Spannungszustand in
einer Rahmenecke zu erfassen.

Im Institut für Spannungsoptik, Köln, des Büros Dr.-
Ing. P. Walter, Essen, wurden schon in früherer Zeit im
zusammenhang mit Detailsachbearbeitungen spannungs-

optische Untersuchungen von Rahmenecken durchgeführt.
So gab das im obengenannten Artikel durchgerechnete
Beispiel den Anlaß, eine weitere Vergleichsuntersuchung
durchzuführen, um festzustellen, ob und wenn ja, welche
Übereinstimmung zwischen dem vorgeschlagenen Berechnungs-
gang und der spannungsoptischen Untersuchung
besteht.

Darüber hinaus soll an dieser Stelle die vollständige
spannungsoptische Auswertung nicht nach dem sonst üb-
lichen Schubspannungsdifferenz-Verfahren nach Frocht
[1], sondern nach dem Auswerteverfahren von Kuske [2,
3] durchgeführt werden. Soweit dem Verfasser bekannt ist,
ist das Verfahren von Kuske bisher nur in allgemeiner

¹ Der Bauingenieur 34 (1959), H. 3, S. 82—86.

Form in den vorgenannten Veröffentlichungen behandelt worden.

Die folgenden Erläuterungen sollen daher einen Überblick geben über

- den Verlauf der Hauptspannungslinien bei Rahmenecken mit und ohne Ausrundung,
- die Überprüfung der Ergebnisse nach der Rechnung und nach der spannungsoptischen Untersuchung,
- das Auswerteverfahren von Kuske.

2. Spannungsoptische Untersuchung von Rahmenecken

a) Beispiel

Gegeben ist eine Rahmenecke mit den in Abb. 1 gegebenen Abmessungen und Belastungen, wobei dieses Beispiel dem Rechenexempel 3 c) des obigen Aufsatzes entspricht.

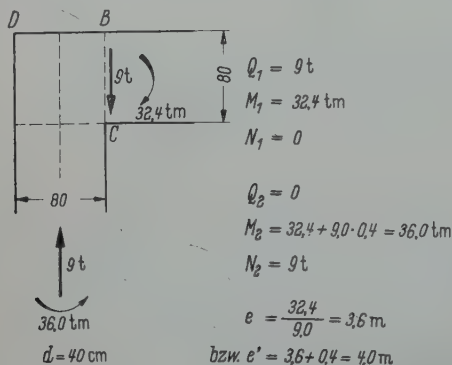


Abb. 1. Abmessungen und Belastungen der Rahmenecke.

Das Modell wurde aus Polyester VP 1527 der Dynamit AG., Troisdorf, hergestellt. Nach dem Eichversuch wurde die spannungsoptische Konstante mit $26,8 \text{ kg/cm}^2/\text{Ordnung}$ ermittelt. Das Modell wurde im Maßstab 1 : 20 verkleinert hergestellt und war 1 cm dick. Die Belastung des Modells erfolgte mit

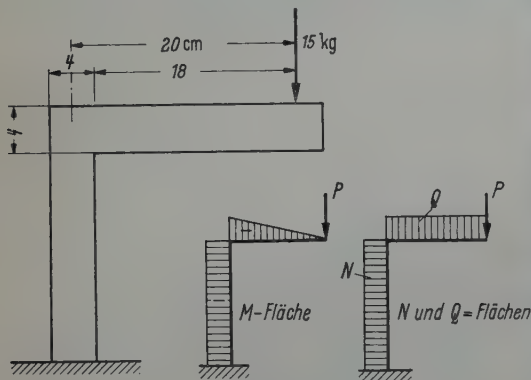


Abb. 2. Modellbelastung.

15 kg (s. Abb. 2), somit ergaben sich die Umrechnungsmaßstäbe:

für die Längen

$$\frac{L_H}{L_M} = \frac{20}{1} = 20 = \lambda,$$

für die Dicken

$$\frac{D_H}{D_M} = \frac{40}{1} = 40 = \delta,$$

für die Kräfte

$$\frac{P_H}{P_M} = \frac{9000}{15} = 600 = \kappa.$$

Hierbei bedeuten die Indizes H bzw. M Haupt- bzw. Modellausführung. Die Isochromatenaufnahme zeigt Abb. 3.

Es wird verzichtet, die spannungsoptischen Grundvorgänge zu erläutern und lediglich auf die einschlägige Literatur verwiesen, u. a. [1, 2, 3, 4, 5, 6].

Zum Verständnis der weiteren Ausführungen sei jedoch vermerkt, daß die Isochromaten die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenz ($\sigma_1 - \sigma_2$) darstellen und daß eine Konzentration von Isochromaten, die zur Unterscheidung mit Ordnungszahlen versehen werden, eine Konzentration von Spannungen repräsentieren. In weißem Licht erscheinen bei spannungsoptischen Untersuchungen im Blickfeld im belasteten Modell Linien gleicher Farben (Farbgleiches = Isochromaten), so daß eine Unterscheidung der einzelnen Isochromaten durch die verschiedenen Farben möglichst ist. Zur besseren Verdeutlichung dieser Linien werden die Aufnahmen jedoch immer in einfarbigem Licht gemacht, wodurch zufolge der Gangunterschiede nur immer helle und dunkle Linien gesehen werden, so wie es Abb. zeigt.

Nachdem das Modell mit der bestimmten Modellbelastung belastet wurde, wird eine Probe an einem rechnerisch genau bestimmbaren Schnitt durchgeführt, um festzustellen, ob die spannungsoptischen Ergebnisse mit der Wirklichkeit übereinstimmen. Im vorliegenden Fall wurde der Schnitt C—B herangezogen. Das wirkliche Moment ist hier $M = 32,4 \text{ tm}$ und das Widerstandsmoment beträgt bei den gegebenen Abmessungen

$$W = \frac{80^2 \cdot 40}{6} = 42,6 \cdot 10^3 \text{ cm}^3;$$

mithin ist

$$\sigma_H = \frac{324000}{42,6 \cdot 10^3} = 76 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Spannungsoptik liefert

$$\sigma_H = \frac{P_H \cdot L_M \cdot D_M}{P_M \cdot L_H \cdot D_H},$$

und mit $\sigma_M = n \cdot S$ ergibt sich

$$\sigma_H = \frac{\kappa}{\lambda \cdot \delta} \cdot n \cdot S = \frac{600}{40 \cdot 20} \cdot n \cdot 26,8 = 20,1 \cdot n$$

worin n die Anzahl der Isochromaten bedeutet.

Aus Abb. 3 liest man die 3,8. Ordnung ab und erhält $\sigma_H = 3,8 \cdot 20,1 = 76,4 \text{ kg/cm}^2$. Dieser Wert liegt im Bereich der Rechenabweichungen. Die Isochromatenordnung wurde am oberen Riegelrand abgelesen, da an der Unterseite der Einfluß der schiefen Ecke (Kerbspannung) einen Vergleich mit der Rechnung nicht zuläßt.

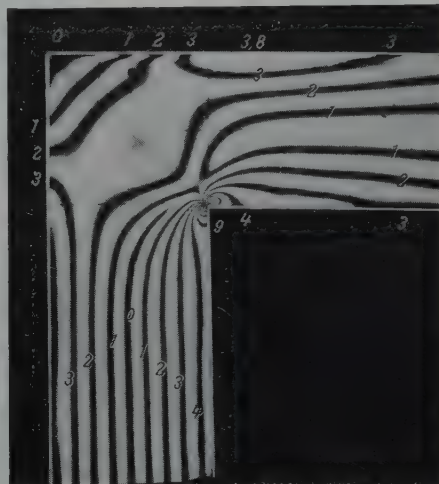


Abb. 3. Isochromatenaufnahme der Rahmenecke.

Nach diesen ersten Untersuchungen werden die Isoklinen (das sind Richtungsgleichen) aufgenommen. Die Linien geben die Richtung der Hauptspannungslinien an, wodurch man in der Lage ist, das Hauptspannungslinienetz zu bestimmen. In bezug auf die Erzeugung der Isoklinen wird wiederum auf die einschlägige Literatur (s. o.) verwiesen.

Die Isoklinen sind in Abb. 4 dargestellt. Die Hauptspannungslinien sind in Abb. 5 wiedergegeben und zeigen im horizontalen Riegel den typischen Spannungsverlauf für einen Kragarm. Im Stiel ist der Spannungsverlauf für Biegung ohne Querkraft wiedergegeben, wobei besonders interessant ist, wie der Übergang des Bereiches, in welchem Querkraft vorhanden ist, in den Bereich, in dem an Stelle der Querkraft nur noch eine Normalkraft herrscht, verstanden geht.

Nach diesen vorbereitenden Aufnahmen und Auswertungen soll nunmehr der Schnitt B—D untersucht werden.

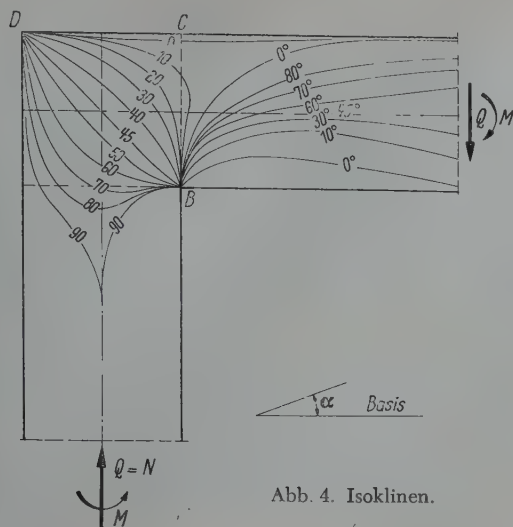


Abb. 4. Isoklinen.

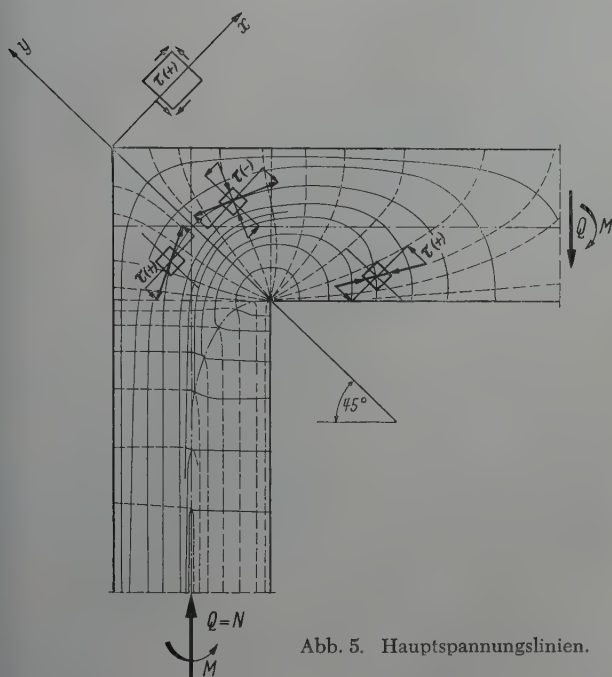


Abb. 5. Hauptspannungslinien.

b) Das Verfahren nach Kuske

Nach den geometrischen Beziehungen der Abb. 6 (Mohrscher Spannungskreis) ergibt sich:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot \sin 2\varphi; \quad \sigma_x = \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - 4\tau_{xy}^2}.$$

Hierin bedeuten $\sigma_1 - \sigma_2$ die Werte der Isochromaten und

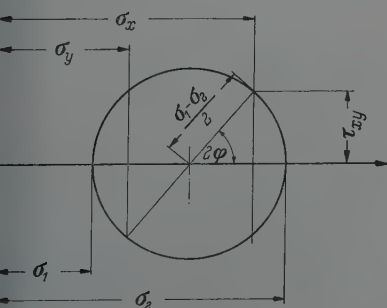


Abb. 6. Beziehungen im Mohrschen Spannungskreis.

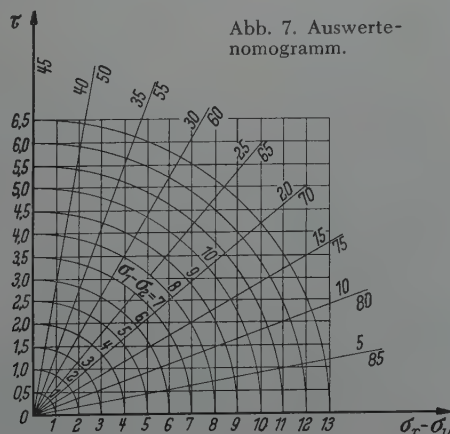


Abb. 7. Auswertnomogramm.

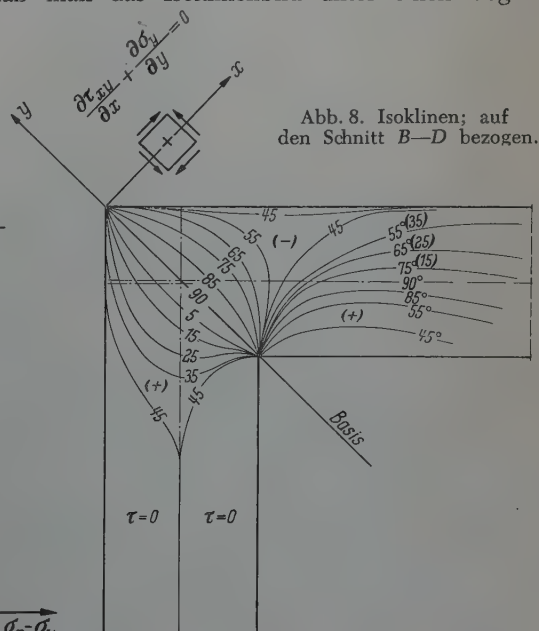


Abb. 8. Isoklinen; auf den Schnitt B-D bezogen.

2φ die Winkelwerte aus den Isoklinen. Man kann daher aus den Werten der spannungsoptischen Untersuchung direkt die Schubspannung bestimmen. Ferner ist die Möglichkeit gegeben, am lastfreien Rand, an dem die eine Hauptspannung zu Null wird, die andere Hauptspannung längs des Randes ebenfalls sofort zu bestimmen.

Anders ist es dagegen bei der Spannungsbestimmung über einen Querschnitt, da aus dem Mohrschen Spannungskreis unter Benutzung des Isoklinenwinkels nur immer die Differenz der Spannung $\sigma_x - \sigma_y$ bestimmt werden kann. Es muß daher ein Verfahren gefunden werden, das es ermöglicht, entweder σ_x oder σ_y zu bestimmen, um dadurch, wenn z. B. σ_y bekannt ist, σ_x aus der Gleichung $(\sigma_x - \sigma_y) + \sigma_y$ bestimmen zu können. Die Beziehungen im Mohrschen Kreis lassen sich auch graphisch in einem Nomogramm (Abb. 7) darstellen, was Kuske in seiner Arbeit [2] empfohlen hat.

Bekanntlich gelten für den ebenen Spannungszustand die Gleichgewichtsbedingungen

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \dots, \quad (1)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = 0 \dots, \quad (2)$$

aus denen man bei gegebenem τ_{xy} die Normalspannungen σ_x und σ_y gewinnen kann.

Die partiellen Differentialquotienten $\partial \tau_{xy} / \partial y$ bzw. $\partial \tau_{xy} / \partial x$ stellen den Anstieg des Schubspannungshügels dar, und die Normalen zum Anstieg an diesen Schubspannungshügel sind ein Maß für den Anstieg der Normalspannung

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = - \frac{\partial \sigma_y}{\partial y}.$$

Man geht somit bei der Auswertung so vor, daß zunächst aus den Isoklinen (Abb. 8) und den Isochromaten (Differenz der Hauptspannungen) unter Zuhilfenahme des Nomogramms die Schubspannungswerte an den verschiedenen Stellen des zu untersuchenden Modelles bestimmt werden, und zwar so, daß aus der Vielzahl der gefundenen Punkte die Linien gleicher Schubspannung gezeichnet werden können.

Das Vorzeichen der Schubspannungen läßt sich aus den Hauptspannungslinien ohne weiteres feststellen, wie dies in Abb. 5 für drei beliebige Stellen angedeutet ist, wobei ein Vorzeichensinn für die Schubspannung festgelegt wurde.

Man geht nun bei der Auswertung zweckmäßigerweise so vor, daß man das Isoklinenbild unter einen Bogen

Transparentpapier legt, auf welchem die Isochromaten aufgezeichnet sind.

Die Umrißlinien des zu untersuchenden Modells (hier die Rahmenecke) bringt man zur Deckung.

Nunmehr kann man an den Schnittstellen der Isoklinen und der Isochromaten aus dem Nomogramm den zugehörigen Schubspannungswert ablesen. Es ist vorteilhaft, jeweils längs einer Isokline von Isochromatenordnung zu Isochromatenordnung die Schubspannungen abzulesen. Man braucht dadurch nur immer einen Wert aus dem Nomogramm abzulesen und entsprechend dem Fortschreiten nach den höheren Isochromatenordnungen die Schubspannungen linear zu vervielfachen. So kann man verhältnismäßig rasch die einzelnen Schubspannungen ermitteln und die Linien gleicher Schubspannung auftragen. In Abb. 9 wurden auf diese Weise die Linien gleicher Schubspannung ermittelt und Längsschnitte eingetragen, um in diesen Schnitten den Verlauf des Anstieges im Schubspannungshügel zu finden. Der Ausdruck $\partial\tau/\partial x$ stellt somit den Anstieg einer Tangente an den geschnittenen

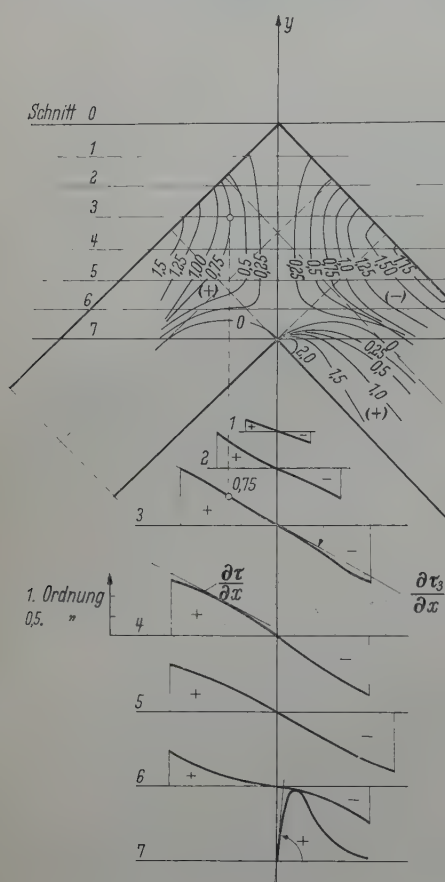


Abb. 9. Ermittlung von σ_y und σ_x .

Schubspannungshügel dar. Die Schubspannungsordinaten sind in Isochromatenordnungen angegeben, wobei im Beispiel 1 cm einer Isochromatenordnung entspricht. Von einem Rande mit $\sigma_y = 0$ ausgehend, ergibt sich dann nach

Aneinanderreihen der durch $\frac{\partial\sigma_y}{\partial y} = -\frac{\partial\tau}{\partial x}$ charakterisierten Richtungselemente der Spannungsverlauf von σ_y . Der Verlauf $\sigma_x - \sigma_y$ ergibt sich aus dem Nomogramm, wobei hier ein Sonderfall die Auswertung erleichtert. Wie aus dem Isoklinenbild ersichtlich ist, beträgt in der betrachteten Schnittgerade B—D der Winkelwert (Isokline) 90° . Das bedeutet, daß die Isochromatenordnungen $\sigma_1 - \sigma_2$ sofort den Verlauf von $\sigma_x - \sigma_y$ angeben. Durch graphisches Abziehen ermittelt man nun $(\sigma_x - \sigma_y) - (-\sigma_y) = \sigma_x$.

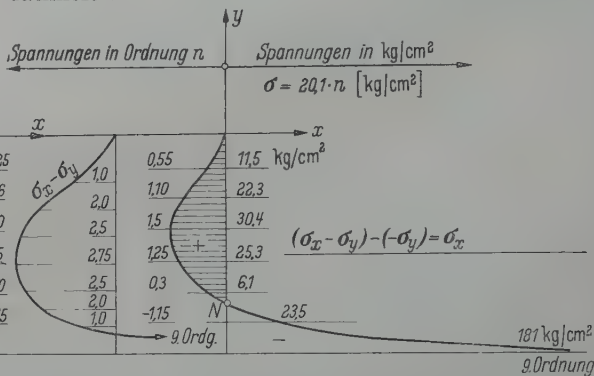
Das Vorzeichen von σ_y richtet sich nach dem Anstieg von τ .

Die Spannungen sind in Abb. 9 für σ_x sowohl in Ordnungen als auch in kg/cm^2 wiedergegeben, wobei die Ordnungen mit dem Faktor der Umrechnung, hier 20, multipliziert wurden.

Das Verfahren mag dem Leser vielleicht infolge der graphischen Behandlung als nicht so genau erscheinen. Wie aber eine Vielzahl anderer Vergleichsrechnungen gezeigt hat, ist dies durchaus nicht der Fall. Das Verfahren besitzt aber den großen Vorteil, daß man in bezug auf Vorzeichen wohl kaum Fehler begehen kann.

Schließlich sei noch vermerkt, daß auch im Verfahren von Frocht gewisse Ungenauigkeiten vorhanden sein können.

Nun ist es aber in der Spannungsoptik so, daß man kein Standardverfahren für alle Untersuchungen verwenden kann, sondern man muß von Fall zu Fall das günstigste und passende Verfahren auswählen. Das Verfahren von Kuske hat aber den unbestreitbaren Vorteil, daß man sehr rasch die Auswertung bewirken kann. Durch die Einfachheit in der Methode ist es als Verfahren besonders dann

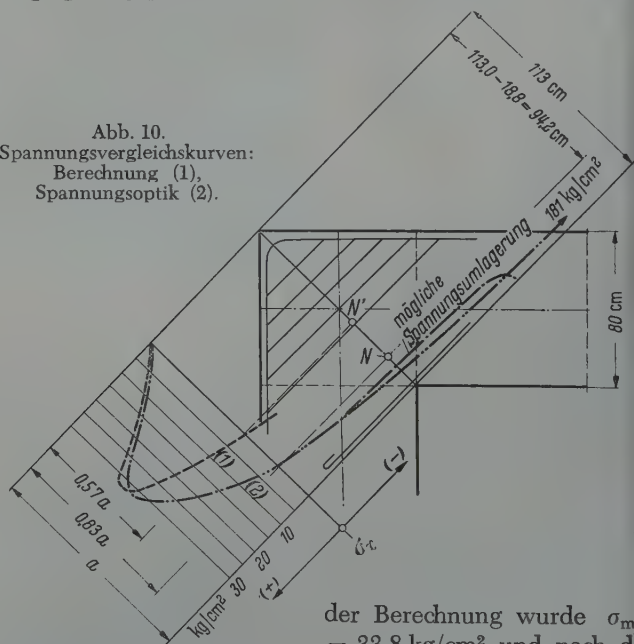


geeignet, wenn man sich nicht ständig mit Auswertungen in der Spannungsoptik befassen kann.

c) Vergleich der Werte

In Abb. 10 sind die Spannungskurven, wie sie sich nach der Rechnung [1] ergaben und wie sie durch die Spannungsoptik [2] bestimmt wurden, wiedergegeben. Nach

Abb. 10.
Spannungsvergleichskurven:
Berechnung (1),
Spannungsoptik (2).



der Berechnung wurde $\sigma_{\text{max}} = 33,8 \text{ kg/cm}^2$ und nach der Auswertung $\sigma_{\text{max}} = 30,4 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt. Man erkennt somit, daß die rechnerischen Näherungslösungen in bezug auf die Spannungshöhe Werte liefern, die als richtig angesehen werden können.

Anders ist es dagegen im Hinblick auf den Spannungsnulldpunkt. Hier sieht man, daß der Nullpunkt, wie er sich

Es ergibt sich, daß die Druckspannungen verbunden sind. Es ergibt sich, daß die Zugspannungsfläche größer ist als nach den Näherungsberechnungen, und daß demzufolge aus dem Gleichgewicht der Kräfte die Druckspannungskräfte ebenfalls erheblich größer werden. Wie ein Planimetrieren der Spannungsfläche ergeben hat, findet eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Zugspannungsfläche und Druckspannungsfläche statt. Daß in der inneren Ecke des Rahmens sehr große Druckkräfte auftreten, geht allein schon aus der Isochromatenaufnahme hervor, bei welcher die Isochromatenordnung erreicht wurde, was einer Spannung von $20,1 \cdot 9 \approx 181 \text{ kg/cm}^2$ entspricht. Daß eine Erhöhung der Druckspannung stattfinden muß und daß der Spannungsnullpunkt zur inneren Ecke hinwandert, ist durch die „Krümmung“ der Rahmenecke bedingt.

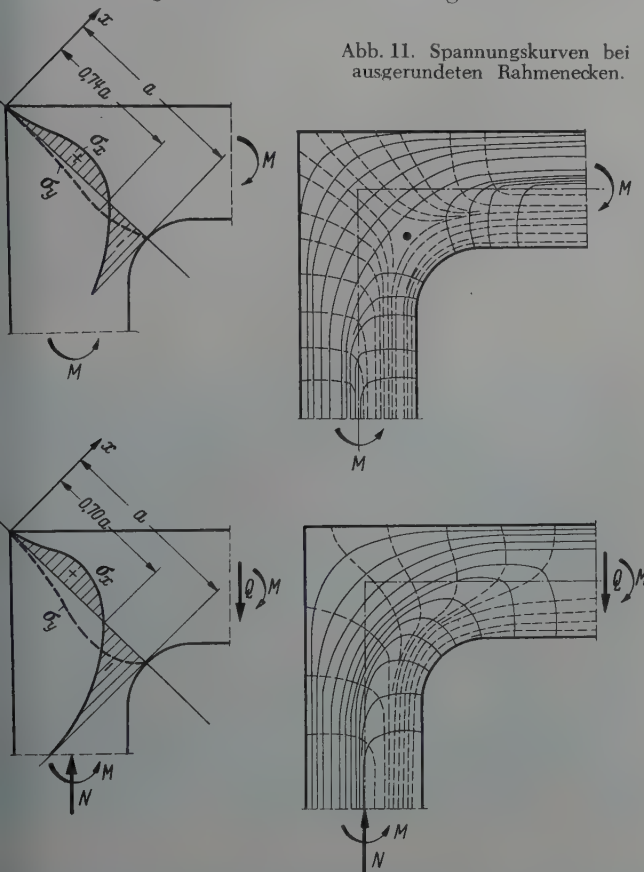


Abb. 11. Spannungskurven bei ausgerundeten Rahmenecken.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß bei Rohrquerschnitten zufolge der Krümmung in Wirklichkeit größere Druckspannungen auftreten, als man nach üblichen Rechenmethoden ermittelt. Je nach Ausrundung der Rahmenecke und je nach der „Schärfe“ der Ecke wird der Spannungsnullpunkt demnach weniger oder mehr zur inneren Ecke hinwandern.

Nach Marquardt [9] findet man die Lage der Nulllinie vom Krümmungsmittelpunkt nach der Gleichung

$$r = \frac{d}{\ln \frac{r_a}{r_i}} \quad (3)$$

worin d die Dicke der Rohrwandung, r_a den Außenradius und r_i den Innenradius bedeuten.

Bezogen auf das Beispiel lassen sich folgende Berechnungen anstellen:

Nach dem Modell ist $d = 4,0 \text{ cm}$ (Dicke des Rahmens). Der Krümmungsmittelpunkt liegt etwa in der Rahmenecke. Somit ist $r_a = 4,0 + 0,08 = 4,08 \text{ cm}$, denn als Innenradius

wird z. B. $r_i = 0,8 \text{ mm}$ angesetzt, da es praktisch nicht möglich ist, eine Ecke so herzustellen, daß $r_i = 0$ gesetzt werden kann.

Somit ergibt sich der Abstand der Nulllinie vom Krümmungsmittelpunkt zu:

$$r \approx \frac{4,0}{\ln \frac{4,08}{0,08}} \approx 1,02 \text{ cm}.$$

(In der Hauptausführung ergibt sich $r_H = 1,02 \cdot 20 = 20,4 \text{ cm}$.)

Der Nulllinienabstand von der Ecke ist somit $e = 1,02 - 0,08 = 0,94 \text{ cm}$. Dieses Ergebnis stimmt wiederum mit der Spannungsoptik sehr gut überein, denn man kann als Nullpunkt Abstand von der Ecke ebenfalls etwa $1,0 \text{ cm}$ abgreifen. Bezogen auf die wirkliche Ausführung repräsentiert der Innenradius bei Zugrundelegung des Längenmaßstabes $1:20$ eine ungewollte „Ausrundung“ von $0,08 \times 20 = 1,6 \text{ cm}$, ein Maß, das als gerechtfertigt angesehen werden kann, zumal ohnedies oft kleine Eckleisten in die Schalung gelegt werden, um besser einschalen zu können.

Zum weiteren Vergleich zeigt Abb. 11 ausgerundete Rahmenecken, wobei man jeweils den Spannungsnullpunkt, wie er sich aus den Auswertungen ergab, aus dem Spannungsdiagramm ablesen kann.

Zusammenfassung

1. Zur Berechnung von Rahmenecken sind die Berechnungsvorschläge nach Hahn geeignet. Die errechneten max. Spannungen können als richtig unterstellt werden. Der Spannungsnullpunkt ist jedoch entsprechend der Ausführung der Ecke (scharf oder ausgerundet) mehr oder weniger zur inneren Ecke hin verschoben. Der Abstand des Nullpunktes von der äußeren Ecke wird zwischen $0,65 a$ und $0,85 a$ liegen, wobei z. B. bei einer Ausrundung mit entsprechend großem Radius etwa $0,65 a$ und bei einer extrem scharfen Ecke etwa $0,85 a$ anzusetzen sind. Eine Abschätzung der Nulllinienlage kann nach Gl. (3) erfolgen.

Durch die Spannungsnullpunkte und durch den rechnerisch größten Spannungswert kann eine parabelförmige Spannungsfläche angenommen werden. Der Inhalt dieser Fläche ist die gesamte Zugkraft. Aus dieser Zugkraft, die gleich der Druckkraft ist, kann man bei Zugrundelegung einer nahezu dreiecksförmigen Spannungsverteilung die max. auftretenden Druckspannungen ermitteln. Es ist anzunehmen, daß die so ausgerechneten Druckspannungen in voller Höhe nicht auftreten werden, da sich durch ein mögliches Wegquetschen des Materials eine Spannungsumlagerung vollziehen wird. Es wird sich, ähnlich wie im Stahlbau, ein Fließgelenkeffekt einstellen.

2. Druckeisenreinlagen erscheinen bei scharfen Ecken auch dann erforderlich, selbst wenn sie rein rechnerisch nicht nachgewiesen werden. Der Grund liegt in dem Kerbeffekt und in der Krümmung begründet. Beide Einflüsse sind in der Rechnung nicht berücksichtigt.

3. Bei Rahmenecken, die so belastet sind, daß an der inneren Ecke Zugspannungen auftreten, sind Schrägeisen direkt an der inneren Ecke zu verlegen. Hierbei sollte zufolge der oben angedeuteten Einflüsse nicht zu knapp bewehrt werden, um ein Aufreißen der Konstruktion zu verhindern.

Literatur

1. M. M. Frocht: Photoelasticity. John Wiley + Sons, Inc. New York, 1949.
2. A. Kuske: Die Auswertung von ebenen spannungsoptischen Versuchen. Forsch. Ing. Wes. 18 (1952).
3. A. Kuske: Verfahren der Spannungsoptik. Düsseldorf 1952.
4. Mesmer: Spannungsoptik. Berlin 1939.
5. L. Föppl und E. Mönch: Praktische Spannungsoptik. 2. Aufl. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1959.
6. H. Walter: Bauform und Spannungsoptik. „Der Bau“ (1959), H. 3.
7. J. Hahn: Hauptspannungen und Schubspannungen im Stahlbeton. Bauingenieur 34 (1959), H. 3.
8. R. Albrecht: Das Schubspannungsdifferenz-Verfahren zur vollständigen Auswertung ebener Spannungszustände in der Spannungsoptik. Forsch. Ing. Wes., 19 (1953).
9. Marquardt: Handbuch für Eisenbetonbau. Bd. IX, Teil 2, Rohrleitungen, Berlin 1934.

Knickung und Schwingungen von Schalen im Lichte der Modellprüfung

Von Prof. Dr.-Ing. Aleksander Lisowski, Krakau

DK 624.074.2/.4:624.075.2:620.173.26:534.12

1. Modellprüfverfahren bei Knickung von Zylinderschalen und Kugelkuppeln

Neben der üblichen Untersuchung eines Schalenproblems (Membrantheorie und ggf. Biegetheorie) ist auf Grund der Dünnwandigkeit der Schalen im allgemeinen eine Knicksicherheitsuntersuchung unerlässlich.

Die vorliegende Arbeit wurde im „Laboratorium für Modellprüfungen von Schalen“ in dem Institut für grundlegende Probleme der Technik der Polnischen Wissenschaft-

Bögen das symmetrische bzw. antisymmetrische Knicken) kann man hierbei durch entsprechende Anordnung der Belastungsrechnung tragen.

a) Knickungsform von Zylinderschalen

Dieselbe Erscheinung haben wir auch bei Schalen. Abb. 4b zeigt die Knickungsform einer kurzen Zylinderschale (Wellenreihe) und Abb. 4a eine Einzelkraftbelastung. Der Angriffspunkt der Kraft kann im Grunde genommen beliebig sein. Diese Gestalt wird sich durch die Halbwellenlänge L charakterisieren. Die Größe „ L “ können wir auf theoretische Weise berechnen. Wenn wir also die Verformung der mit einer Einzelkraft belasteten Schale bestimmen können, wird uns zugleich auch die Knickungsform bei Flächenbelastung bekannt werden. Auf diese Art erhalten wir auch die Knickungsformen der mittleren und langen Gewölbe. Diese Formen charakterisieren sich meistens durch die Halbwellen (Abb. 4c). Damit ist es möglich für die Grundknickungsform die Größe der Knickbelastung zu berechnen. Für die Modellprüfung von zylindrischen Schalen haben wir eine spezielle Apparatur entwickelt (Abb. 5a). Die Belastung wurde durch eine Reihe von gleichen Abständen verteilten Gummischnüren ersetzt, welche gleiche Länge haben und deren Spannung allmählich gleichmäßig vergrößert werden kann. Die Belastungsgröße können wir mit Hilfe eines Dynamometers und auch aus Längenänderungen der Gummischnüre berechnen.

In Abb. 5b sehen wir die Knickungsform der kurzen und in Abb. 5c der mittleren Zylinderschalen.

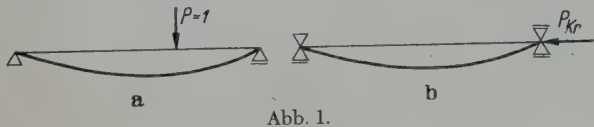


Abb. 1.

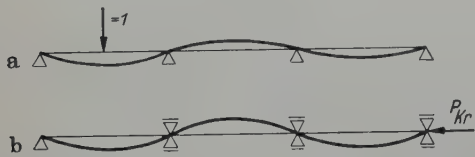


Abb. 2.

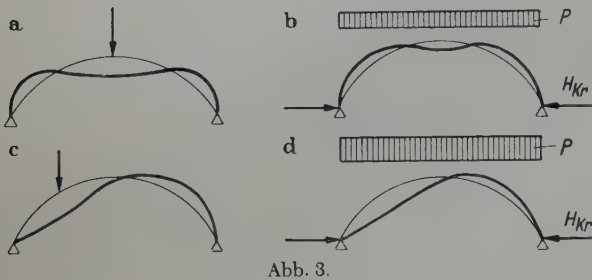


Abb. 3.

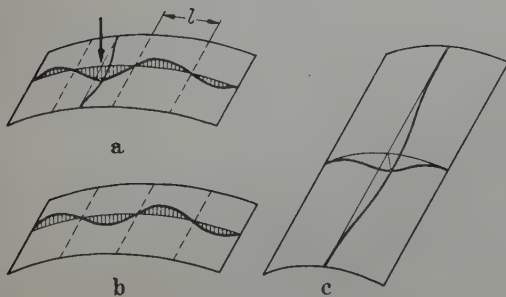


Abb. 4.

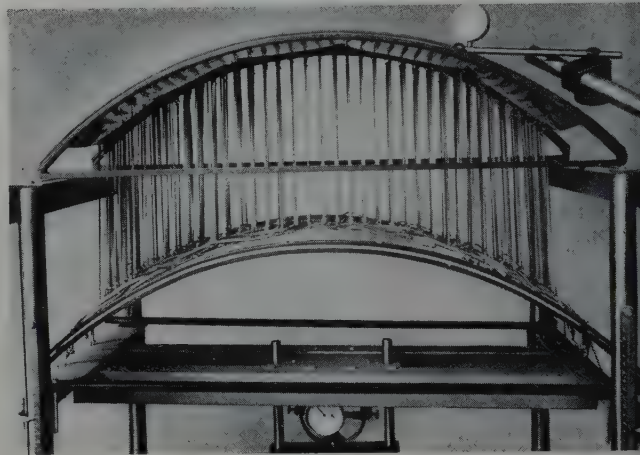


Abb. 5a.

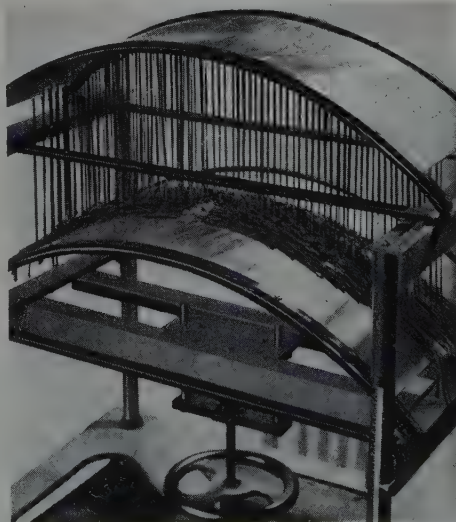


Abb. 5b.

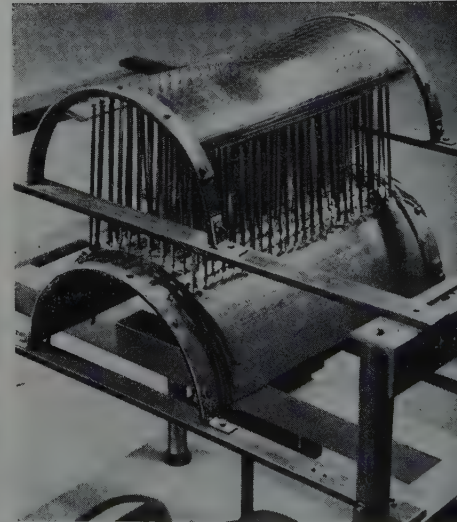


Abb. 5c.

lichen Akademie und im Lehrstuhl der Festigkeitslehre der Berg- und Hüttenakademie in Krakau durchgeführt. Auf Grund der Analyse der wohl bekannten Knickungsformen einfacher Systeme (zum Beispiel: Balken, Bogen und Platten) (Abb. 1, 2, 3) sowie der Prüfungsergebnisse an Modellen der dünnwandigen Schalen kam der Verfasser zu folgender Annahme: Die Knickungsform eines Systems besitzt einen ähnlichen Charakter wie die Verformung dieses Systems unter Einwirkung einer Einzelkraft.

Den verschiedenen möglichen Knickfiguren (z. B. bei



Das Geheimnis der zufriedenen Baustelle

Zufriedene, immer rechtzeitig versorgte Baustellen wünschen sich alle Unternehmer. Muß man sie wirklich mit der Lupe suchen? Wie ärgerlich und zeitraubend ist das Warten auf kleine, unentbehrliche Dinge. Wie gefährlich das Gefühl, von der Firma vergessen zu sein. Zufriedenheit fördert das Arbeitstempo – Unzufriedenheit stört den Arbeitsfluß. Es hängt ja nicht allein von den riesigen Lastzugladungen mit Zement und Steinen ab, daß der Bau vorankommt. Kleinmaterial für Einschalarbeiten, Ersatzgeschirr, Balgen, Salzsäurebehälter oder was sonst noch sein mag, alles ist, wenn es gerade benötigt wird, genauso wichtig. Darum ist der VW-Pritschenwagen für Baufirmen kaum zu entbehren. Er schafft zufriedene Baustellen, denn er versorgt sie schnell und regelmäßig. Er hat sich in der Baukontrolle genauso bewährt wie im Umsetzen von Arbeitskräften und im Zubringen von hundert wichtigen Dingen. Er spart Zeit und Wegegelder. Kennen Sie auch den VW-Pritschenwagen mit der Doppelkabine? Er bietet Raum für sechs Personen und hat eine ebene, rampenhohe, von allen Seiten zugängliche Ladefläche.



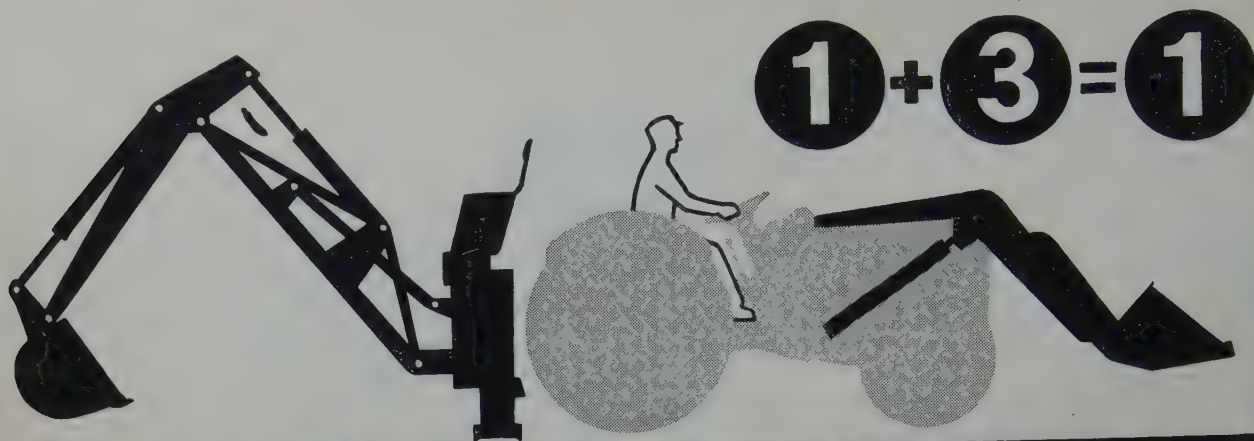
VW-Pritschenwagen:
4,2 qm große, ebene Ladefläche;
800 kg Nutzlast; abklappbare
Bordwände; abschließbares
Tresorfach von 0,65 cbm unter der
Ladefläche; Plane und Spiegel
auf Wunsch.



VW-Doppelkabine:
2,75 qm große, ebene Ladefläche;
460 kg Nutzlast; abklappbare
Bordwände; Platz für 6 Personen;
Plane und Spiegel auf Wunsch.



Volkswagenwerk GmbH
Wolfsburg



1 MANN + 3 MASCHINEN = 1 EINHEIT

Massey-Ferguson, die Pioniere der Schlepperhydraulik, stellen nach langjähriger Bewährung in Amerika eine Maschine in Europa vor, besser gesagt, drei Maschinen in einer organischen Einheit, die völlig neue Möglichkeiten der Mechanisierung erschließt.

Denn dies sind wirkliche Fortschritte:

Bagger

- Drei Stellungen des Baggers auf dem Haupttrahmen: links, rechts und in der Mitte. ① Erstmalig kann bis zu 3,65 m Tiefe haarscharf an einer Mauer entlang gebaggert werden. ①
- Arbeitsbereich von 200°. Der Sitz des Baggerführers dreht sich automatisch in die Arbeitsrichtung. ②
- Zwei senkrechte, hydraulisch verstellbare Stabilisierungsstützen gleichen Bodenneigungen bis zu 10° aus. ③

Schlepper

- Ein durchkonstruierter Schlepper: 37 PS, hydraulische Lenkhilfe, robuste Spezialkupplung — Kraftquelle und Zugschlepper zugleich.

Lader

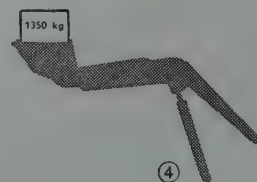
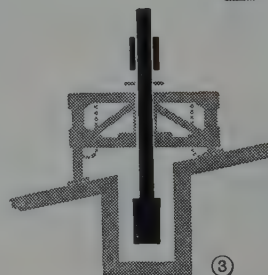
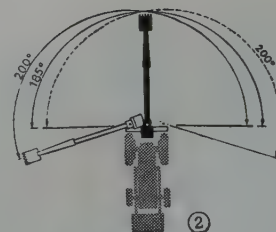
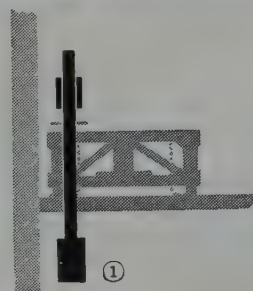
- Technisch vollendeter Lader: große Hubkraft, Fingerspitzensteuerung, vielseitig und wirtschaftlich im Einsatz. ④
- Eine Vielzahl praktischer Zusatzgeräte: Planiergerät, Kompressor, Gabelstapler, Bohrgerät, Aufreißer, Vibrationswalzen, 3—6 t-Anhänger u. a. m.

Fordern Sie ausführliche Prospekte!



Massey-Ferguson GmbH

KASSEL · STÄNDEPLATZ 23



Beachten Sie den Stand unserer Generalvertretung

MAX WALK KG auf der BAUMA, Europahalle, Stand 46a.

Besuchen Sie auch unsere Vorführungen in Ausstellungsnähe.

b) Knickungsform von Kugelkuppeln

Die Verformung einer flachen Kuppel verläuft analog der Durchbiegung einer auf elastischer Unterlage liegenden Platte. Unter den Einwirkungen einer senkrecht zur Oberfläche gerichteten Einzelkraft erhalten wir eine Mulde unter dem Angriffspunkt innerhalb von kreisbildenden Wellen (Abb. 6). Die Amplitude der Wellen nimmt rasch

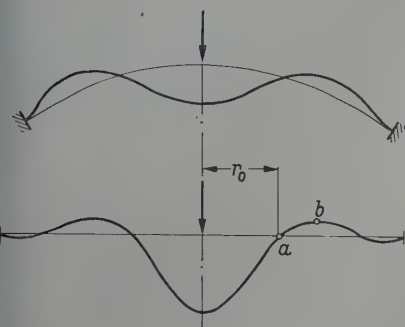


Abb. 6.

Die Differentialgleichung der verformten Oberfläche von flachen Kugelkuppeln hat die Form

$$\Delta^2 \Delta^2 w + \frac{K}{D} w = \frac{Z}{D} \quad (1.1)$$

$$\text{mit} \quad K = \frac{E \cdot h}{R^2}, \quad (1.2)$$

wobei w die Durchbiegung der Schale, D ihre Steifigkeit, h die Dicke der Schale, E der Elastizitätsmodul, R der Krümmungsradius der Kuppel und Z die zur Oberfläche normal gerichtete Komponente der äußeren Belastung bedeuten.

Wir erhalten nach Lösung der Gleichung bei dreh-symmetrischer Gestalt z. B. nach der Methode der endlichen Differenzen (die Belastung der Kuppel sei eine Einzelkraft im Scheitelpunkt) die skizzierten Verformungen, die im wesentlichen aus der im Lastangriffsbereich auftretenden Mulde bestehen. Die Größe der Mulde ist durch den Radius r_0 gegeben. Sie bezeichnet den Abstand des Angriffspunktes bis zum Punkt „a“, wo die Durchbiegung Null ist, oder bis zu dem Punkt „b“, wo die Durchbiegungen das Extremum erreichen. Ich glaube, es ist praktisch vertretbar, wenn man einen mittleren Abstand zwischen a und b in die Rechnung einführt. Dement-sprechend folgt angenähert

$$r_0 = 5 \sqrt{\frac{h^2 R^2}{12(1-\nu^2)}} \quad (1.3)$$

Wenn wir die Knickverformung der Kugelkuppel berechnen können, können wir auch die kritische Belastung der Kugel ermitteln. Wir nehmen an, daß wir vor dem Ausknicken im Gewölbe keine Biegemomente haben. Die Grundknickform von Kugelkuppeln ist dann eine örtliche Mulde (Abb. 7). Unter dem Einfluß der normal zur Oberfläche gerichteten gleichmäßigen Belastung q ist es ganz gleich, wo diese Mulde entsteht. Außerdem nehmen wir an, daß die kritische Spannung der Kugel und der Rundplatte von Radius r_0 gleich sind (Abb. 8). Die Größe der Knickbelastung einer Platte erhalten wir nach der Formel

$$S_{kr} = \frac{14,68 D}{r_0^2}, \quad \text{wobei} \quad D = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)} \quad \text{ist.}$$

Wenn wir die Größe r_0 und die aus der Membrantheorie für Kugelkuppeln her bekannte Gleichung

$$q_{kr} = \frac{S_{kr}}{0,5 R}$$

einsetzen, folgt

$$q_{kr} = E \frac{h^2}{R^2} \cdot \frac{0,587}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \quad (1.4)$$

und speziell für $\nu = 0$

$$q_{kr} = 0,339 E \frac{h^2}{R^2} \quad (1.4.1)$$

Demgegenüber lautet die Zoellysche und Schwerinsche Formel

$$q_{kr} = 1,155 \cdot E \frac{h^2}{R^2}$$

Für die Bestätigung der theoretischen Ergebnisse haben wir ein Kuppelmodell aus Zelluloid und Plexiglas an-

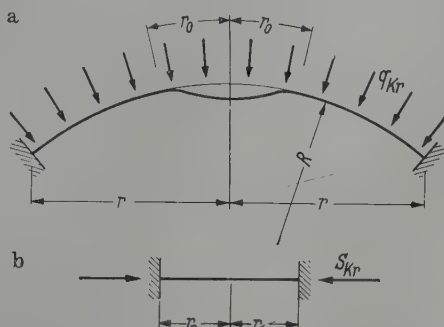


Abb. 7.

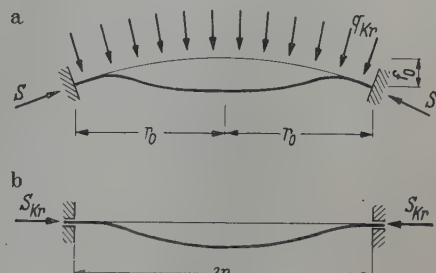


Abb. 8.

gefertigt. Die Belastung wurde mit Gasdruck oder mit einer Flüssigkeitssäule aufgebracht (Abb. 9).

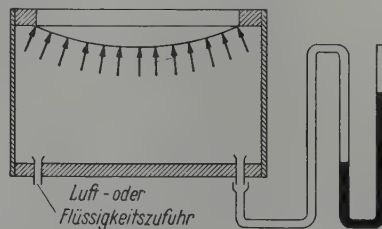


Abb. 9.

Der Unterschied zwischen den theoretisch berechneten und den experimentell festgestellten Knicklastwerten liegt gewöhnlich innerhalb der Grenzen von zehn und zwanzig Prozent.

2. Eigenschwingungen von dünnwandigen Schalen

Auf Grund der theoretischen Erwägungen über Stab-systeme (Balken, Bogen und Rahmen) und Platten sowie über Ergebnisse von Schwingungsmessungen an Schalenmodellen nahm ich die Voraussetzung des Zusammenhangs der Knickung eines Systems mit einer Grundschwingungsform an.

Meine zweite Annahme lautet: Die erste, niedrigste (Grund-) Schwingungsform eines Systems stimmt mit der Knickform dieses Systems überein.

Wenn wir diese Annahme durch die erstere, welche die Knickform eines Systems betrifft, ergänzen, erhalten wir die einfache Folgerung: Die unter Einwirkung einer Einzelkraft auftretende Verformung eines Systems ist im wesentlichen gleichzeitig auch die Grundform der Schwingungen desselben.

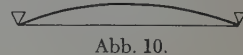
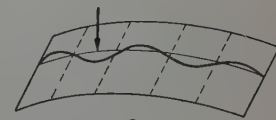


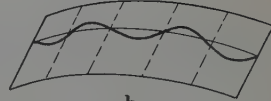
Abb. 10.

a) Schwingungen von Zylinderschalen

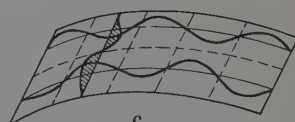
Die Schwingungen von kurzen Zylindergewölben treten in Gestalt von längs der Schalenkrümmung verteilten Wellen auf. Längs der Erzeugenden bilden sich Knotenlinien im Abstand „L“. Die Länge der Halbwellen „L“ können wir mit Hilfe der ersten Annahme berechnen.



a



b



c

Abb. 11.

Wenn bei den Grundschrwingungen der Schale die Anzahl der Halbwellen in Richtung der Krümmungslinie mit „ n “ bezeichnet wird, entstehen die Oberschrwingungen durch Bildung einer größeren Anzahl von Halbwellen an der Schalenkrümmungslinie und längs der schalenerzeugenden Halbwellenanzahl m (Abb. 11 c). Es besteht theoretisch die Möglichkeit, die Schale in beliebig kleine, durch Knotenlinien begrenzte Felder zu teilen. Praktisch wird die Erzeugung der Schwingungsformen im Experiment mit ansteigendem n und m immer schwieriger.

b) Anwendung der Kraftmethode zur Berechnung der Frequenz und der Form von Eigenschwingungen einer beliebigen Schale

Hiernach erhält man für die Schwingungen eines i -Masse-Systems innerhalb eines elastischen Mediums schließlich die Gleichungen¹

$$\begin{aligned} (1 - m_1 n^2 \delta_{11}) C_1 - m_2 n^2 \delta_{12} C_2 - m_3 n^2 \delta_{13} C_3 + \\ + \dots - m_i n^2 \delta_{1i} C_i = 0, \\ - m_1 n^2 \delta_{21} C_1 + (1 - m_2 n^2 \delta_{22}) C_2 - m_3 n^2 \delta_{23} C_3 + \\ + \dots - m_i n^2 \delta_{2i} C_i = 0, \end{aligned} \quad (2.1)$$

$$\dots \\ - m_1 n^2 \delta_{i1} C_1 - m_2 n^2 \delta_{i2} C_2 - m_3 n^2 \delta_{i3} C_3 + \\ + \dots + (1 - m_i n^2 \delta_{ii}) C_i = 0,$$

wobei C_i die Schwingungsamplitude, n die Kreisfrequenz der Schwingungen des Systems und δ_{ik} die Verschiebung der Masse i unter der Einwirkung der im Punkt „ k “ angreifenden Einheitskraft bezeichnen.

Die Eigenfrequenzen n_i folgen nach Nullsetzen der Nennerdeterminante des in den C_i linearen Gleichungssystems, wodurch eine Gleichung i -ten Grades bezüglich n^2 gegeben ist. Die Wurzeln der Gleichung ergeben die aufeinanderfolgenden Werte $n_1, n_2, n_3, \dots, n_i$ der Eigenfrequenzen des Systems. Die Schwingungsformen des Systems bei den eingenommenen Frequenzen erhalten wir, wenn wir die bereits berechnete Schwingungsfrequenz n_k in das Gleichungssystem (2.1) einsetzen, womit sich sämtliche C_k in Abhängigkeit einer willkürlich bleibenden Konstanten (z. B. C_i) bestimmen lassen.

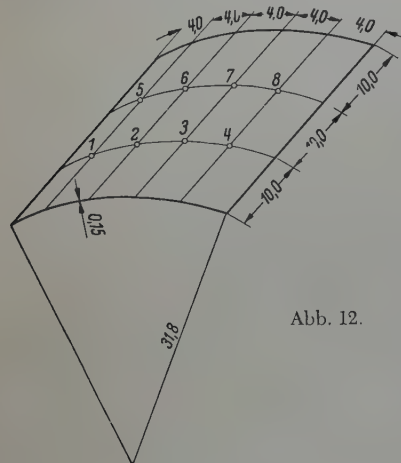


Abb. 12.

Die Grundschrwingung des Systems wird durch diejenige Form gebildet, bei der die Resonanzfrequenz den kleinsten Wert annimmt.

Die Kraftmethode wurde bisher für Balkensysteme angewendet. Wir nehmen diese Methode jetzt zum Berechnen der Frequenz- und der Eigenschwingungsformen von Schalen.

Zelluloid zu berechnen (Abb. 12). Gemessene Werte der Schale sind in Zentimeter im Bild angegeben: Breite 20 cm, Länge 30 cm, Dicke 0,15 cm und der Krümmungsradius = 31,8 cm.

Wir nehmen an, daß die Belastung der Schale sich in acht Punkten konzentriert. Das Gewölbemodell wurde der Reihe nach in den Schalenpunkten 1, 2, ..., 8 durch Einzelkräfte von 1 kg belastet.

Die Verschiebungen δ_{ik} finden wir auf experimentelle Wege. Aus der Tabelle erschen wir die Größe dieser Verschiebungen in cm (Mittelwerte aus einigen Messungen). Setzt man $\kappa = k m n^2$, wobei m die einem Netzknoten zukommende Schalenmasse und $k = \frac{1}{10}$ einen gewählten Faktor bedeutet, so erhalten wir nach (2.1) acht Gleichungen, die sich durch Umformung auf vier Systeme von

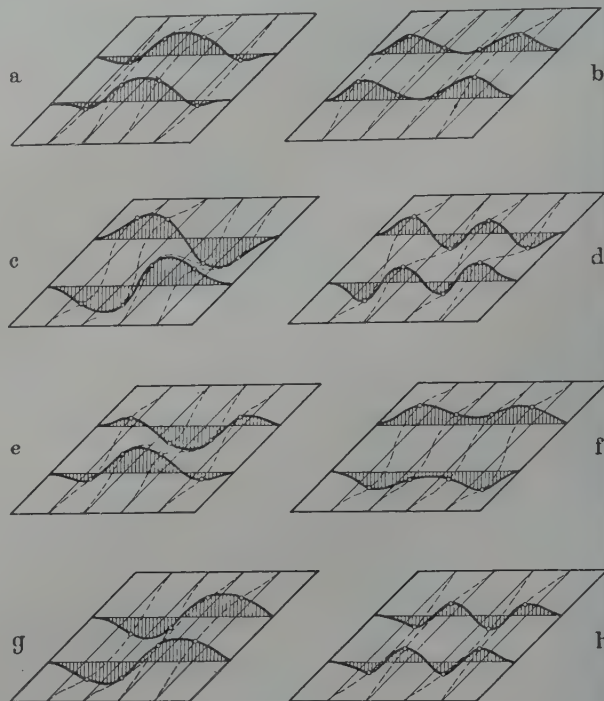


Abb. 13.

je zwei Unbekannten (unter Anwendung der Symmetrie und der Antimetrie der Verformung) reduzieren lassen. Die Wurzeln der jeweiligen Determinantenbedingung sind:

$$\begin{aligned} \kappa_1 = 1,3484 \quad \kappa_2 = 2,0187 \quad \kappa_3 = 2,2197 \quad \kappa_4 = 3,2751 \\ \kappa_5 = 2,1338 \quad \kappa_6 = 3,1812 \quad \kappa_7 = 1,3479 \quad \kappa_8 = 2,7681 \end{aligned}$$

Die entsprechenden Schwingungsformen sind der Reihe nach in den Abb. 13a bis 13h angegeben.

Aus der Analyse der Werte sehen wir, daß der kleinste Wert bei $\kappa_7 = 1,3479$ erreicht wird. Die Grundschrwingungen der Schalen haben die kleinste Frequenz. Sie sind

Tabelle 1.

$\delta_{11} = 0,0440$	$\delta_{12} = 0,0045$	$\delta_{13} = -0,0085$	$\delta_{14} = -0,0020$	$\delta_{15} = 0,0090$	$\delta_{16} = 0,0040$	$\delta_{17} = -0,0020$	$\delta_{18} = -0,0013$
$\delta_{21} = 0,0045$	$\delta_{22} = 0,0530$	$\delta_{23} = 0,0060$	$\delta_{24} = -0,0085$	$\delta_{25} = 0,0040$	$\delta_{26} = 0,0110$	$\delta_{27} = 0,0040$	$\delta_{28} = -0,0020$
$\delta_{31} = -0,0085$	$\delta_{32} = 0,0060$	$\delta_{33} = 0,0530$	$\delta_{34} = 0,0045$	$\delta_{35} = -0,0020$	$\delta_{36} = 0,0040$	$\delta_{37} = 0,0110$	$\delta_{38} = 0,0040$
$\delta_{41} = -0,0020$	$\delta_{42} = -0,0085$	$\delta_{43} = 0,0045$	$\delta_{44} = 0,0440$	$\delta_{45} = -0,0013$	$\delta_{46} = -0,0020$	$\delta_{47} = 0,0040$	$\delta_{48} = 0,0090$
$\delta_{51} = 0,0090$	$\delta_{52} = 0,0040$	$\delta_{53} = -0,0020$	$\delta_{54} = -0,0013$	$\delta_{55} = 0,0440$	$\delta_{56} = 0,0045$	$\delta_{57} = -0,0085$	$\delta_{58} = -0,0020$
$\delta_{61} = 0,0040$	$\delta_{62} = 0,0010$	$\delta_{63} = 0,0040$	$\delta_{64} = -0,0020$	$\delta_{65} = 0,0045$	$\delta_{66} = 0,0530$	$\delta_{67} = 0,0060$	$\delta_{68} = -0,0085$
$\delta_{71} = -0,0020$	$\delta_{72} = 0,0040$	$\delta_{73} = 0,0110$	$\delta_{74} = 0,0040$	$\delta_{75} = -0,0085$	$\delta_{76} = 0,0060$	$\delta_{77} = 0,0530$	$\delta_{78} = 0,0045$
$\delta_{81} = -0,0013$	$\delta_{82} = -0,0020$	$\delta_{83} = 0,0040$	$\delta_{84} = 0,0090$	$\delta_{85} = -0,0020$	$\delta_{86} = -0,0085$	$\delta_{87} = 0,0045$	$\delta_{88} = 0,0440$

Erstes Beispiel: Es sind die Frequenzen und Formen der Eigenschwingungen einer Zylinderschale aus

¹ Siehe z. B. C. B. Biezeno und R. Grammel: Technische Dynamik, Berlin 1939.

von antimetrischer Gestalt, bestehen aus zwei Halbwellen (in der Krümmungsrichtung der Schale). Die nächstgrößte Frequenz $\kappa_1 = 1,3484$ nähert sich sehr der ersten und gibt eine symmetrische Schwingungsform.

Die erste Schwingungskreisfrequenz der Schale ist

$$n_1 = \sqrt{\frac{\kappa_1}{k \cdot m}},$$

$$\text{wobei } k = \frac{1}{10} \quad \text{und} \quad m = \frac{F \cdot h \cdot \gamma}{g} = \frac{4 \cdot 10 \cdot 0,15 \cdot 0,001338}{981} = 0,00000817 \left[\frac{\text{kg} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}} \right]$$

und F die Oberfläche der Schale, die zu dem gegebenen Punkt des Schalenfeldes gehört, h die Schalendicke, γ das spezifische Gewicht von Zelluloid und g die Erdbeschleunigung bezeichnen.

Nach Einsetzen ergibt sich die Kreisfrequenz

$$n = \sqrt{\frac{1,3479 \cdot 10}{0,00000817}} = 1283 \text{ [1/s]},$$

was 204 Schwingungen pro Sekunde entspricht.

Die am Modell gemessene Schwingungsfrequenz betrug 240 Schwingungen pro Sekunde, bei Verformung nach der antimetrischen Form mit zwei Halbwellen.

Vergleichen wir nun die auf dem theoretischen Wege erhaltenen Ergebnisse der Schalenverformung mit den durch den Verfasser vorausgesetzten wahrscheinlichen Schalenverformungen (Abb. 14). In der Abb. sehen wir die

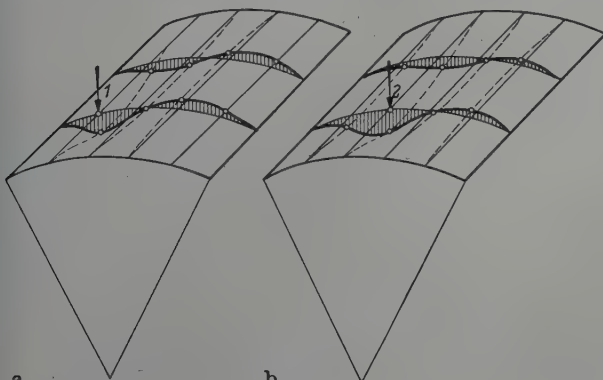


Abb. 14.

Durchbiegung der Schale unter der Einwirkung einer Einzelkraft im Punkte 1 und einer zweiten im Punkte 2. Gemäß meiner Annahmen können bei den eingetretenen zwei Verformungen die Grundschwingungen dieser Zylinderschale folgendes Aussehen haben: antimetrisch mit zwei Halbwellen sowie symmetrisch mit schwach gezeichneten Halbwellen bei den Seitenbalken.

Zweites Beispiel: Es ist die Frequenz der Eigenschwingungen einer Kugelschale aus Zelluloid bei vorausgesetztem axialsymmetrischem Verformungszustand zu berechnen (Abb. 15). Nach Wahl der in Abb. 15 gewählten

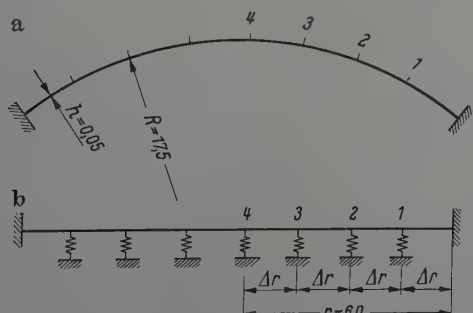


Abb. 15.

Unterteilung wurden die Verschiebungen der Ringe 1, 2, 3 und des Punktes 4 unter den entsprechenden Einheitslastzuständen mit Hilfe der Differenzenmethode aus der ver-

einfachten Differentialgleichung (1.2) berechnet. Mit den so gefundenen δ_{ik} wurde die Determinantenbedingung formuliert, für die sich schließlich

$$16,023\,620 \kappa^4 - 32,235\,932 \kappa^3 + 24,214\,267 \kappa^2 - 8,051\,040 \kappa + 1 = f(\kappa) = 0$$

ergab.

Die graphische Darstellung dieser Gleichung zeigt Abb. 16. Es ist charakteristisch, daß das Schaubild dieser Gleichung sich in einem Abschnitt der horizontalen Achse sehr nähert, und zwar für κ von 0,4 bis 0,65. Nach Annahme von $\kappa_1 = 0,44$ für die erste Wurzel der Gleichung wurde

$$n_1^{(1)} = 1275 \left[\frac{1}{\text{s}} \right].$$

Die Schwingungsformen der Kuppel für $\kappa = 0,44$ und $\kappa = 0,50$ sind auf den Abb. 17a und 17b dargestellt.

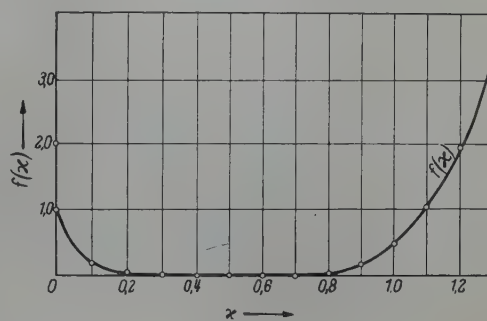


Abb. 16.

Beim Vergleich der Schwingungen der Kuppel mit den Schwingungen der Kreisplatte, die durch den Radius r_0 begrenzt ist, erhalten wir

$$n^{(1)} = 522 \left[\frac{1}{\text{s}} \right].$$

Die Berechnungen von Kuppeln mit verschiedenen

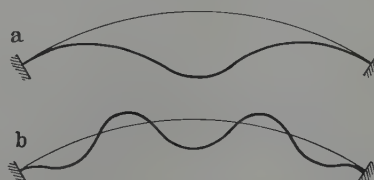


Abb. 17.

Pfeilhöhenverhältnissen führten zu nachstehenden Folgerungen:

a) Es können verschiedene Grundschwingungsformen der Kuppel voraus errechnet werden: von der einfachsten Einbeulung, wenn nur eine einzige entsteht (Abb. 17a), bis zur Bildung von mehreren konzentrischen Wellen (Abb. 17b).

b) Die Schwingungsfrequenzen von Kuppeln (unter Ausschließung ganz flacher, bei denen die sie charakterisierende Einbeulung vom Halbmesser r_0 einen bedeutenden Teil der Schale einnimmt) können bei einigen der ersten Schwingungsformen sich nur ganz wenig voneinander unterscheiden.

c) Gemäß der zweiten Folgerung hängt die Grundschwingungsfrequenz der Kugelschale von dem Pfeilhöhenverhältnis nicht ab (ganz flache Kuppeln ausgenommen).

d) Der Ersatz eines Schalenelementes durch eine Platte führt zu einer Frequenz, die niedriger als die wirklichen Schwingungen der Schale ist.

Schiefstellung und „zulässige Spannungen“ bei Mastfundamenten

Von Dipl.-Ing. Dr.-techn. J. Majer, Wien

DK 624.97 : 624.153 : 624.042 : 624.131.52

1. Allgemeines

Für die Beanspruchung der Fundamente von freistehenden Masten gemäß Abb. 1 ist kennzeichnend, daß die Wirkung der von der Mastkonstruktion übertragenen Momente im Vergleich zu den gleichzeitig wirkenden Lot- und Horizontalkräften weit überwiegt. Maste, bei denen wegen der geringen Spreizung oder wegen der Bodenverhältnisse Einzelgründung der Eckstiele nicht möglich ist, werden in Block- oder Stufenfundamenten (Abb. 1a u. 1b) gegründet. In besonders wenig tragfähigen Böden geht man zu reinen Platten oder Plattenstreifen über (Abb. 1c). Zur besseren Ausnutzung der natürlichen Festigkeitseigenschaften der Böden werden zur Ableitung der Auflagerreaktionen der Maste in festen und mittelfesten Böden nicht nur die Fundamentsohle, sondern auch die Seitenflächen der Fundamente in Betracht gezogen. Die Lotkomponenten der Kräfte werden meist nur der Sohle zugewiesen. Die Horizontalkräfte (Querkkräfte), deren Wirkung i. a. gering ist, überträgt im Falle der Abb. 1c in erster Linie die Sohle. Bei der Ausführung Abb. 1a und 1b können auch seitliche Reibung und Seitendruck dafür in Rechnung gestellt werden, wenn man die Horizontalkraftübertragung nicht überhaupt in der Berechnung vernachlässigt.

B. Gegen das Versagen (Grundbruch, Kippen) bzw. einen Grenzzustand muß ausreichende Sicherheit vorhanden sein.

Die Forderung A ist aber noch dahin zu ergänzen, daß sich der Boden im Gebrauchszustand vorwiegend elastisch verhalten soll. Nennen wir diese Forderung A1, dann ist bei ihrer Einhaltung die Bedingung A fast stets mit-erfüllt.

Bei den nur mit zulässigen Spannungen arbeitenden Verfahren [1, 2, 3] kann die Spannung quantitativ nur ein Kriterium für die Forderung A1 sein. In nicht ganz richtiger Weise wird sie aber auch manchmal als Maßstab gegen das Versagen (B) angesehen.

H. Fröhlich [4] geht ausdrücklich von der Bedingung A1 aus und gibt zum Nachweis der Kippsicherheit einen eigenen Rechenvorgang an.

Von der Bedingung B gehen die Verfahren Kleinlogel [5] und Bürklin [6] aus, wobei getrachtet wird, die Forderung A bzw. A1 durch Sicherheitsgrade gegen B, die allerdings nur durch wenige Versuche belegt sind, zu erfüllen.

Das einzige Verfahren, das direkt die Schiefstellung als Bemessungskriterium verwendet, ist das von Sulzberger [7].

Bedingung B wird bei diesem Verfahren durch Sicherheitsgrade gegen das Moment, bei dem eine Schiefstellung von $1/100$ eintritt, berücksichtigt. Dieser Sicherheitsgrad wird in Abhängigkeit vom Verhältnis M_s/M_b angegeben, wobei Versuche an verhältnismäßig kleinen Fundamenten die Grundlage darstellen.

3. Schiefstellungsberechnung nach dem Bettungsziffern- (Baugrundziffern-) Verfahren

a) Allgemeines

Dem Verfahren von Sulzberger [7] liegt die Bettungsziffernmethode zugrunde. Die sehr begrenzte Anwendbarkeit des Bettungsziffernverfahrens ist seit langem bekannt [8], doch läßt sich das Verfahren so lange nicht vermeiden, als keine zu treffenderen, aber auch ausreichend einfachen Methoden bekannt sind.

Die Definitionsgleichung der Bettungsziffer C lautet bekanntlich

$$\sigma = C \cdot w, \quad (1)$$

worin σ die Flächenpressung eines Punktes und w die Verschiebung dieses Punktes der Bodenfläche bedeutet.

Nun treten aber im vorwiegend elastischen Zustand des Bodens Setzungen nicht isoliert nur an der Stelle einer Pressung auf, sondern es stellen sich in der Umgebung der Setzung w — infolge der Druckausbreitung im Boden — mit der Entfernung von w abnehmende Setzungen ein (Setzungsmulde).

Diese Setzungen des unbelasteten, benachbarten Bodens können mit Gl. (1) nicht erfaßt werden.

Daraus ergibt sich der wesentlichste Nachteil — und damit auch die wesentlichste Fehlerquelle — dieser Methode, nämlich die Tatsache, daß die Bettungsziffer keine Bodenkongstante ist und mit Flächengröße und Spannungsverteilung stark veränderlich gewählt werden müßte, um theoretisch richtige Ergebnisse zu erhalten.

Bei den Zahlenwerten für die Bettungsziffer (bzw. Baugrundziffer) nach Sulzberger ist überdies zu beachten

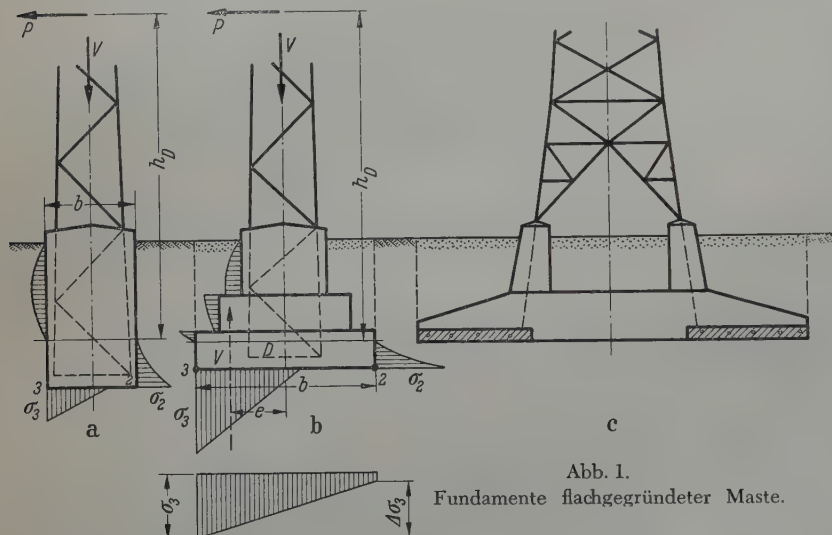


Abb. 1.

Fundamente flachgegründeter Maste.

Die von den Horizontalkräften verursachten Momente können im Falle der Abb. 1c nur durch Pressungen in der Sohle aufgenommen werden. Bei den Typen der Abb. 1a und 1b wirkt das seitliche Erdreich an der Momentenübertragung durch horizontale Pressungen auf die seitlichen Fundamentflächen und durch Reibungskräfte mit.

Das von der Sohle übertragene Moment sei M_b und das durch seitliche Pressungen übertragene M_s genannt.

2. Die „zulässigen Spannungen“ und die Schiefstellung als Kriterien in den bekannten Berechnungsverfahren

Schiefstellung und zulässige Spannungen werden in den bekannten Berechnungsverfahren — unabhängig voneinander — als Kriterien zur Beurteilung einer ausreichenden Fundierung nach verschiedenen Gesichtspunkten verwendet.

Zur Klarstellung muß man von den allgemeinsten technischen Forderungen an eine einwandfreie Gründung ausgehen.

A. Die Formänderungen des Bodens dürfen im Gebrauchszustand keine für den Bauzweck unzulässigen Setzungen und Schiefstellung des Fundamentes ergeben.

aß sie aus Versuchen zurückgerechnet sind, bei denen zweifellos ein erheblicher Anteil des Momentes auf die Reibung entfällt — an den Seitenflächen parallel zur Momentenebene —, weil die Fundamentblöcke gegen das gewachsene Erdreich betoniert wurden. Die Formeln enthalten diesen Einfluß nicht, weshalb diese Rückrechnung größere Bettungsziffern ergeben muß, als sie der Theorie der reinen Normalkraftübertragung entsprechen.

Um einen theoretisch eindeutigen Vergleich führen zu können, seien im nachstehenden die Schiefstellung und die Momentenübertragung in der Sohle und durch seitliche Einspannung getrennt und ebenfalls unter der Voraussetzung fehlender Wandreibung behandelt.

b) Schiefstellung durch Normalspannungen in der Sohle

In diesem und dem folgenden Punkt wird auf Abweichungen, die meist elementar und in der Literatur mehrfach zu finden sind, verzichtet; nur die Voraussetzungen und die formelmäßigen Ergebnisse seien angeführt.

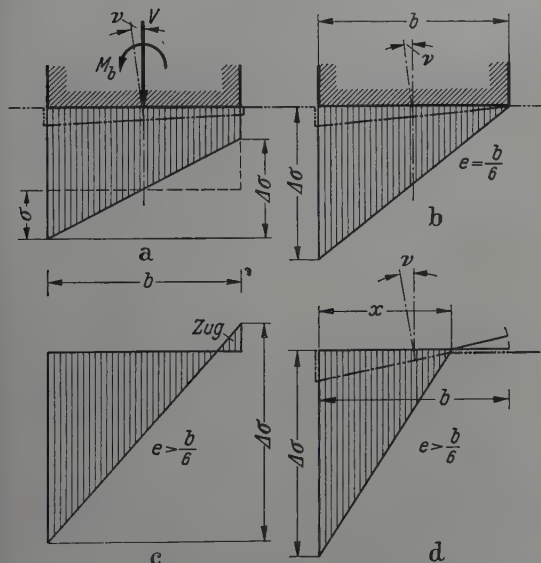
Vorausgesetzt wird starke, rechteckige Sohle mit den Seitenlängen a ($\perp$ -Momentenebene) und b ($//$ -Momentenebene) und in allen Punkten der Sohle gleiche Bettungsziffer C_b .

a) Die ganze Sohle ist spannungsbedeckt (Abb. 2a). Der Zusammenhang zwischen dem in der Sohle übertragenen Moment M_b und der Schiefstellung $\text{tg } \nu$ lautet:

$$\text{tg } \nu = \frac{12 M_b}{a b^3 C_b}, \quad (2)$$

bzw. nach M_b aufgelöst:

$$M_b = \frac{a b^3}{12} \cdot C_b \text{tg } \nu. \quad (2a)$$



— Bodensenkungslinie nach Bettungszifferntheorie

Abb. 2. Spannungsverteilung unter der Sohle.

b) Es tritt teilweises Abheben der Sohle ein (Abb. 2 d):

$$\text{tg } \nu = \frac{8 V}{9 b (b - 2e)^2 C_b}; \text{ mit } e = M_b/V, \quad (3)$$

bzw. nach M_b aufgelöst:

$$M_b = V \left(\frac{b}{2} - 0,472 \sqrt{\frac{V}{b C_b \text{tg } \nu}} \right). \quad (3a)$$

c) Schiefstellung einer starren, lotrechten Wand im Boden unter der Wirkung von Horizontalkräften

Die Bettungsziffer in horizontaler Richtung — nach Sulzberger Baugrundziffer genannt — wird im allgemeinen mit der Tiefe veränderlich angenommen. Abb. 3a zeigt die Ansicht der eingespannten Wand (Fläche f_s) und Abb. 3b einen beliebigen Verlauf der Baugrundziffer C_s . Jeder Verschiebungszustand der Wand infolge von Horizontalkräften, die in einer senkrecht zu f_s und durch die Symmetrieachse z gelegten Ebene wirken, läßt sich auf eine Parallelverschiebung von f_s und eine Drehung um eine horizontale, in der Wandebene liegende Achse zurückführen. (Seitenrisse Abb. 3d u. 3e.)

Eine Parallelverschiebung der Wand um $u = 1$ senkrecht zur Wandebene ergibt als Resultierende der Bodenpressungen

$$P^* = C_0 \int_0^t b_s \frac{C_s}{C_0} dz = C_0 \int_0^t b_F dz = C_0 F_s. \quad (4)$$

C_0 bedeutet eine beliebige Bettungsziffer, am zweckmäßigsten den Wert $C_0 = 1$ in der jeweiligen Maßeinheit. Die Breiten b_F , d. s. die im Verhältnis C_s/C_0 verzerrten Breiten der Berührungsfläche, ergeben eine Fläche F_s , die in Anlehnung an den Stahlbetonbau als „ideelle Wandfläche“ zu bezeichnen wäre. Bei Sulzberger wird die dem Produkt $b_s \cdot C_s$ entsprechende Fläche „Belastungsfläche“ genannt.

Wie unmittelbar einzusehen ist, geht die Wirkungslinie von P^* durch den Schwerpunkt von F_s den Punkt D .

Eine Drehung der Wand um eine horizontale Achse a_1 durch den Punkt D um den Winkel $\varphi = 1$ liefert als Resultierende der dabei entstehenden Pressungen ein Kräftepaar mit dem Moment

$$M_s^* = \int_{-(t-t_0)}^{t_0} \zeta^2 b_s \cdot C_s d\zeta = C_0 \int_{-(t-t_0)}^{t_0} b_F \cdot \zeta^2 d\zeta = C_0 J_D. \quad (5)$$

J_D ist das Trägheitsmoment der ideellen Fläche um diese Drehachse.

Der Verschiebungszustand der Wand unter der Wirkung einer Horizontalkraft P gemäß Abb. 3f läßt sich einfach bestimmen, indem man die Wirkung von P ersetzt durch eine zu P parallele Kraft P' durch Punkt D und das Versetzungsmoment $M_s = P \cdot h_D$. Die Kraft P' erzeugt eine Parallelverschiebung der Wand

$$u_D = P/P^* = P/C_0 F_s \quad (6)$$

und das Moment M_s eine Drehung um D

$$\varphi = M_s/M_s^* = M_s/C_0 J_D = P \cdot h_D/C_0 J_D. \quad (7)$$

Damit findet man für die Verschiebungen u jedes Wandpunktes in Abhängigkeit von ζ (Koordinatenursprung in D , abwärts positiv gezählt)

$$u = u_D - \zeta \cdot \varphi. \quad (8)$$

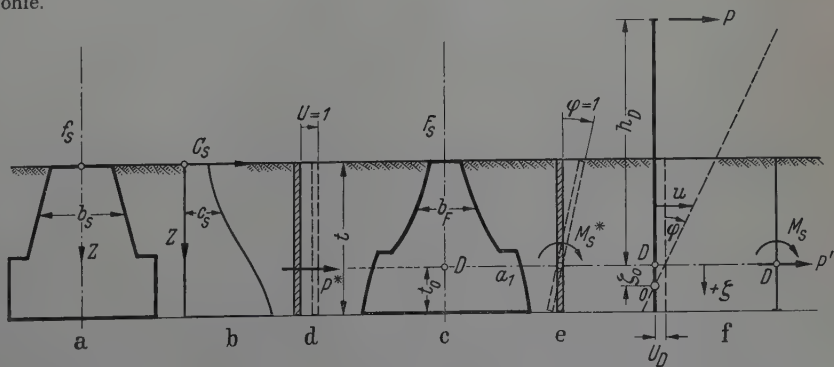


Abb. 3. Verschiebungszustand einer starren Wand nach der Bettungsziffern-Theorie.

Dieser Verschiebungszustand lässt sich auch durch eine Drehung um eine feste, zu a_1 parallele Achse a_0 durch einen Punkt 0 erreichen. Aus der Bedingungsgleichung $u = 0$ folgt mit Gl. (6) und (7), daß 0 im Abstand

$$\zeta_0 = J_D / F_s h_D \quad (9)$$

unter D liegt. Wie vorausgesetzt, ist a_0 eine vom Wert P unabhängige, feste Achse.

Im Sinne der Bettungszifferntheorie lautet nun die Pressungsverteilung

$$\sigma = u(\zeta) \cdot C_s(\zeta) = P \left(\frac{1}{F_s} - \zeta \frac{h_D}{J_D} \right) \cdot C_s(\zeta), \quad (10)$$

die Schiefstellung ist nur von $M_s = P \cdot h_D$ abhängig und folgt aus Gl. (7).

4. Schiefstellungsberechnung nach neueren bodenmechanischen Erkenntnissen

a) Grundsätzliches

Die grundsätzlichen Mängel des Bettungsziffernverfahrens lassen sich vermeiden, wenn man den Baugrund durch einen gedachten, elastisch isotropen Halbraum, der das mechanische Verhalten des Baugrundes prinzipiell richtiger beschreibt, ersetzt [9].

b) Schiefstellung durch Normalspannungen in der Sohle

Die in Betracht gezogenen Fundamenttypen sind im Vergleich zum Boden als starre Körper anzusehen. Durch Auswertung der elastizitätstheoretisch exakten Ergebnisse für schlafe Rechteck- und Kreisflächen sowie starren Kreis und starren Streifen kann bei homogenem Baugrund für die Schiefstellung eines starren Rechteckes mit guter Näherung gesetzt werden [10]:

$$\operatorname{tg} \nu = K_R \frac{M_b}{E' a b^2}. \quad (11)$$

Es bedeutet:

- M_b Gesamtes auf die Rechteckfläche wirkendes Moment parallel zur Seite b
- K_R Koeffizient in Abhängigkeit von a/b , im Schaubild Abb. 4 a dargestellt
- $E' = E \frac{m^2}{m^2 - 1}$
- E Elastizitätsmodul des Bodens bzw. elastischen Halbraumes
- m Poissonzahl des Bodens bzw. elastischen Halbraumes
- a Länge der zur Momentenebene senkrechten Rechteckseite
- b Länge der zur Momentenebene parallelen Rechteckseite

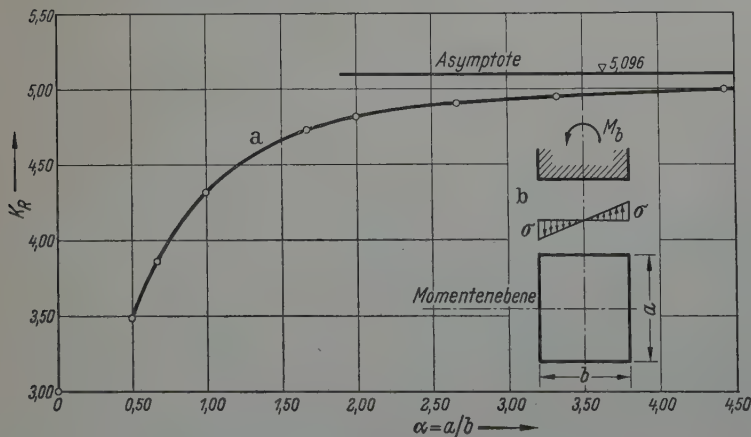


Abb. 4. Schaubild für den Koeffizienten K_R .

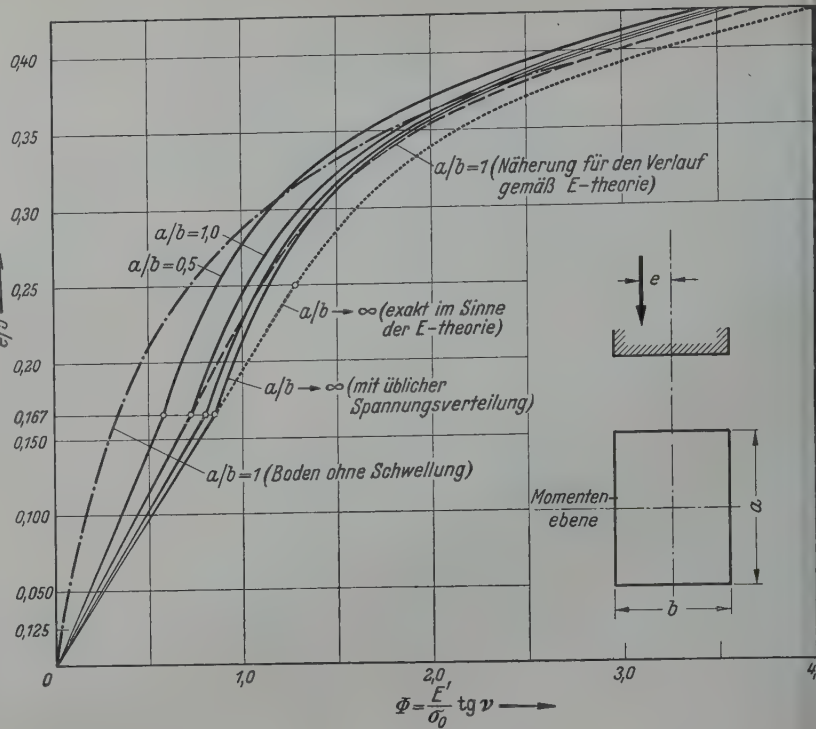


Abb. 5. Abhängigkeit der Größe Φ von e/b .

Gl. (11) gilt in dieser Form nur, solange die ganze Flächen spannungsbedeckt ist. Außerdem wird vorausgesetzt, daß Setzungen und Hebungen derselbe E' -Modul entspricht.

Die elastizitätstheoretisch exakte Spannungsverteilung unter einer starren Sohle enthält an den Rändern Singularitäten [11, 12, 13], die im Boden nicht auftreten können. Es ist daher für die Schiefstellungsberechnung zutreffender, der Gl. (11) die „übliche“ geradlinige Spannungsverteilung zuzuordnen.

Mit den Bezeichnungen der Abbildung 4 b findet man

$$\sigma = M_b / W = 6 M_b / a b^2 \text{ und } M_b = \sigma a b^2 / 6. \quad (12)$$

Wird Gl. (12) in Gl. (11) eingeführt, dann folgt

$$\operatorname{tg} \nu = \sigma \cdot \frac{K_R}{6 E'} \quad (13)$$

mit dem überraschenden Ergebnis, daß für Rechtecke gleichen Seitenverhältnisses ($\alpha = a/b = \text{konst.}$) die Schiefstellung direkt proportional dem aus der Momentenwirkung stammenden Anteil der Randspannungen ist.

Mit Rücksicht auf den Anteil der Spannungen infolge der stets vorhandenen Lotlasten ist es zweckmäßig, gemäß Abb. 6 von dem Unterschied der Randspannungen $\Delta \sigma$ auszugehen, wodurch sich Gl. (13) in der Form

$$\operatorname{tg} \nu = \Delta \sigma \cdot \frac{K_R}{12 E'} \quad (13a)$$

schreiben läßt.

Die Bettungszifferntheorie liefert für diesen Fall

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{\Delta \sigma}{C \cdot b} \quad (2)$$

und somit eine bei gleichem $\Delta \sigma$ mit wachsendem abnehmende Schiefstellung. Um Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Elastizitätstheorie zu erhalten, müßten für breitere Flächen kleinere C -Werte bei gleichem Boden gewählt werden, eine Tatsache, die auch bei den Setzungsberechnungen unter lotrechten, mittigen Lasten gilt und bekannt ist.

In der Darstellung der Gl. (13a) ist bereits der Übergang zu dem Fall der nur teilweise spannungsbedeckten Sohle enthalten. Gl. (13a) gilt auch für Abb. 2d, wobei zu beachten ist, daß bei der Be-

Bestimmung des Wertes K_R für α im Diagramm der Abb. 4a $\alpha = a/x$ zu setzen ist.

Die Bettungsziffernmethode liefert für diesen Fall

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{\sigma \Delta}{C \cdot x} \quad (2c)$$

eine grundsätzlich andere Abhängigkeit.

Für einige Verhältnisse der Rechteckseiten ist in Abb. 5 der Verlauf der Fundamentneigung in Abhängigkeit vom Moment nach Gl. 11 dargestellt.

Als Ordinate ist die dimensionslose Größe

$$\Phi = \frac{E'}{\sigma_0} \operatorname{tg} \nu \quad (14a)$$

und als Abszisse e/b aufgetragen.

Hierbei bedeutet σ_0 die Pressung der auf die gesamte Fundamentfläche gleichmäßig verteilten Lotlast V :

$$\sigma_0 = V/a \cdot b. \quad (14b)$$

Die Länge e ist die Ausmitte der Kraft V , somit gilt:

$$M_b = a \cdot b \cdot \sigma_0 \cdot e. \quad (15)$$

Solange kein Abheben der Sohle eintritt ($e/b \leq 1/6$), wird Gl. (11), (14 a, b) und (15)

$$\Phi = K_R(\alpha) \cdot e/b, \quad (16a)$$

das ist die Gleichung einer Geraden in Abb. 5.

Für $e/b > 1/6$ findet man mit der „üblichen“ geradlinigen Spannungsverteilung:

$$x = 3(b/2 - e), \quad (17a)$$

$$\Phi = \frac{K_R(\alpha)}{9(1 - 2e/b)}, \quad (17b)$$

$$\alpha = a/x = \frac{2a}{3b(1 - 2e/b)}. \quad (17c)$$

Die den Gl. (16 a) und (17 b) entsprechenden Kurven sind in Abb. 5 voll ausgezogen. $K_R(\alpha)$ ist dem Diagramm Abb. 4 a entnommen.

Es sei erwähnt, daß der Kurvenverlauf für $e/b \geq 1/6$ nicht den elastizitätstheoretischen Ergebnissen entspricht.

Schubert [12] hat die genaue Lösung für den starren Streifen gegeben. Demnach tritt Abheben der Sohle erst für $e/b \geq 1/4$ ein. Für die Schiefstellung des starren Streifens folgt in diesem Bereich

$$\Phi = \frac{2}{\pi(1 - 2e/b)} = \frac{0,637}{(1 - 2e/b)}. \quad (18)$$

Gl. (18) ist in Abb. 5 strichliert eingetragen, Gl. (17 b) ergibt für den Streifen:

$$\Phi = \frac{0,566}{(1 - 2e/b)}, \quad (19)$$

das ist im Bereich $e/b \geq 0,25$ gegenüber Gl. (18) ein konstanter Unterschied von 11 %. Es ist naheliegend, für die anderen Seitenverhältnisse — mangels exakter Ergebnisse — denselben Prozentsatz an Abweichungen anzunehmen (beispielsweise für das Quadrat in Abb. 5 ebenfalls strichliert eingetragen).

Die Tatsache, daß die Kurven für Φ in Abb. 5 nicht weit auseinanderliegen, läßt für die praktische Berechnung auch folgende Darstellung angebracht erscheinen:

Als Ordinate wird $K_R = E' \cdot \operatorname{tg} \nu / 12 \Delta \sigma$ und als Abszisse e/b gewählt. K_R hängt vom Seitenverhältnis der spannungsbedeckten Fläche a/x ab, welches wiederum das Verhältnis e/b gemäß Gl. (17 c) bestimmt. Abb. 6 zeigt das der Abb. 5 analoge Diagramm für K_R in Abhängigkeit von a/b und e/b . Hierzu sei folgendes bemerkt:

Will man den Kurvenverlauf für den starren Streifen auf Grund der elastizitätstheoretisch exakten Lösung [11, 12, 13] mit dem Randspannungsunterschied $\Delta \sigma$ der „üblichen“ Annahme gemäß Abb. 2 darstellen, so hat man wie folgt zu verfahren:

Von $e/b = 0$ bis 0,25 rechnet man wie bei einer zugfesten Verbindung zwischen Sohle und Boden (Abb. 2 c) und mit $K_R = 5,10$. Für den Bereich $e/b > 0,25$ verwendet man die „übliche“ Spannungsverteilung unter Ausschuß von Zugspannungen (Abb. 2 d), wobei $K_R = 5,73$ zu setzen ist. Diesen Sprung im Verlauf der K_R zeigt Abb. 6 für $a/b \rightarrow \infty$ strichliert gezeichnet. Er beträgt rund 12 %.

Man könnte für die anderen Verhältnisse a/b die K_R -Werte im Bereich $e/b > 0,25$ sinngemäß erhöhen und damit näherungsweise der Elastizitätstheorie besser entsprechen. Es ist jedoch zu vermuten, daß die Berechnung der spannungsbedeckten Fläche nach der üblichen Annahme die physikalischen Verhältnisse besser trifft als die Elastizitätstheorie mit den Singularitäten an den Rändern, so daß weiterhin nur die voll ausgezogenen Linien für die K_R -Werte in Abb. 6 verwendet werden.

Nimmt man den kleinsten spannungsbedeckten Bereich im Gebrauchslastfall mit $x = b/2$ an, was $e/b = 1/3$ bedeutet, und beschränkt man sich auf Flächen $1 \leq a/b \leq 2$, dann liegt K_R in dem in Abb. 6 schraffierten Gebiet. Die Streubreite ist verhältnismäßig gering, so daß vorgeschlagen wird, mit einem konstanten Wert $K_R = 4,8$ zu rechnen. Dieser Wert erscheint in Abb. 6 als strichpunktierte Gerade.

Für den angegebenen Bereich, der den größten Teil der Blockfundamente für Maste erfaßt, gilt somit für teilweise spannungsbedeckte Sohle

$$\Delta \sigma = \sigma_3 = 12 E' \operatorname{tg} \nu / 4,8 = 2,5 E' \operatorname{tg} \nu. \quad (20)$$

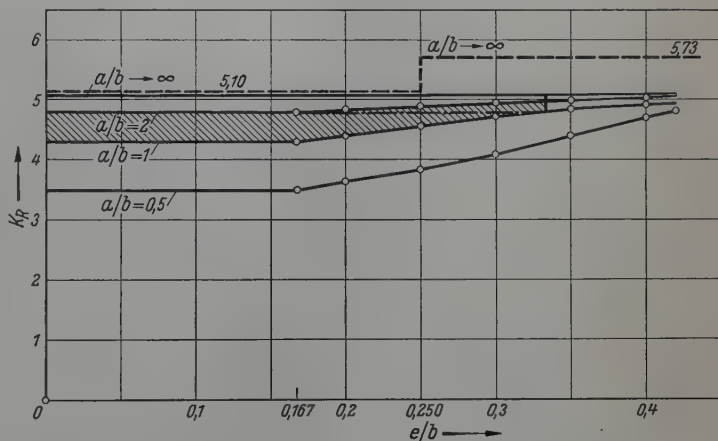


Abb. 6. K_R in Abhängigkeit von e/b und der Sohlfläche (a/b).

Es genügt somit, für Schiefstellungsberechnungen auf Grund eines dem Boden entsprechenden E' -Moduls und der zulässigen Schiefstellung ein zulässiges $\Delta \sigma$ bzw. σ_3 festzulegen:

$$\text{zul } \Delta \sigma, \text{ bzw. zul } \sigma_3 = 2,5 \cdot E' \text{ zul } \operatorname{tg} \nu. \quad (20a)$$

Besteht der unter der Sohle anstehende Boden aus stark unterschiedlichen Schichten, dann sind Methoden bekannt [10], mit denen man einen fiktiven Modul berechnet, der in der für homogene Böden geltenden Gl. (20) die für den geschichteten Boden zutreffenden Schiefstellungen liefert. Auf diese Weise kann man auch die mit der Tiefe zunehmende Steife rolliger Böden berücksichtigen, indem der Boden in Schichten mit zunehmendem Modul zerlegt wird, wobei in jeder Schicht mit einem mittleren, über die Schichthöhe konstanten Wert gerechnet wird.

Die Schiefstellungsberechnung beschränkt sich somit auf eine Spannungsermittlung und den Vergleich mit zul $\Delta \sigma$. Allerdings darf die Randspannung die mit Rücksicht auf Festigkeitseigenschaften des Bodens festgelegten zulässigen Werte nicht überschreiten. Im vorliegenden Falle handelt es sich dabei noch nicht um Bruchspannungen, sondern im Sinne der Bedingungen A 1 um Spannungen, unter denen sich der Boden noch vorwiegend elastisch ver-

hält bzw. annähernd lineare Abhängigkeit der Formänderungen von den Pressungen vorausgesetzt werden darf. Diese Spannung sei σ_p genannt.

Man wird für σ_p als Richtwerte die zul. Pressungen der DIN 1054 „Zulässige Belastung des Baugrundes. Richtlinien“ annehmen können.

Stehen Versuchswerte für das Raumgewicht γ , den Winkel der inneren Reibung ϱ und die Kohäsion (Binnendruck p_K) zur Verfügung, dann gibt die kritische Randspannung nach H. K. Fröhlich [4]:

$$\sigma_{kr} = t\gamma + \frac{\pi(t\gamma + p_K)}{\operatorname{ctg} \varrho + \varrho - \pi/2} \quad (21)$$

passende Werte für σ_p .

Wir erhalten damit folgende Bedingungen für die Pressungen an der Sohle:

$$\Delta\sigma \leq \text{zul } \Delta\sigma \quad (\text{Gl. 13a}),$$

$$\sigma_3 \leq \sigma_p = \sigma_{kr} \quad (\text{Gl. 21}) \quad \text{bzw.} = \text{zul } \sigma_3 \quad (\text{DIN 1054}). \quad (22)$$

Tritt Abheben der Sohle ein, dann ist $\Delta\sigma$ mit σ_3 identisch Gl. (20 a).

Es dürften keine Bedenken bestehen, die Normbestimmung, daß die zul. Spannungen für Kantenpressungen bei Böden mit geringer Kohäsion um 30 % erhöht werden dürfen, auch auf die kritische Randspannung nach Fröhlich anzuwenden.

c) Schiefstellung einer starren, lotrechten Wand im Boden unter der Wirkung von Horizontalkräften

a) Spannungsverteilung. Aus Versuchen und theoretischen Überlegungen [14, 15, 16, 17] kann folgendes geschlossen werden:

Bei einer rechteckigen Wand liegt die Spannungsverteilung in den durch Abb. 7 a und 7 b gegebenen Grenzen.

Die Verteilung Abb. 7 a entspricht einem kohäsionslosen Boden (Boden ohne Zugfestigkeit). Derartige Böden können an der Oberfläche keine Kräfte in horizontaler Rich-

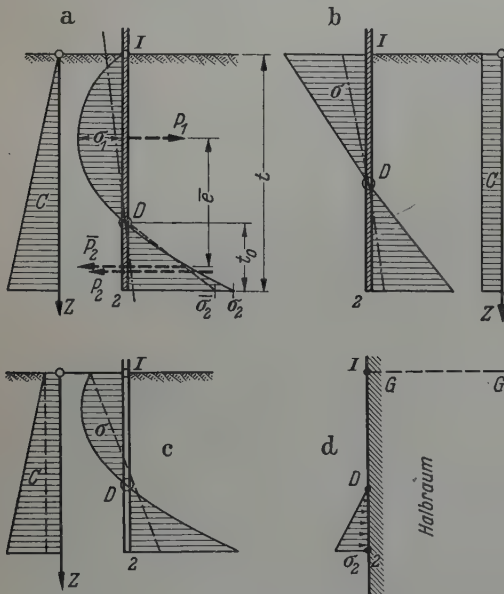


Abb. 7. Spannungsverteilung an eingespannter, starrer Wand.

tung übertragen. In Punkt I und einem gewissen Bereich unterhalb herrschen die gleichen Verhältnisse wie beim passiven Erddruck, d. h., daß bei kohäsionslosen Böden in diesem Bereich bei der geringsten horizontalen Beanspruchung der Grenzzustand (Rankine, Coulomb) eintritt. Entsprechend diesem Zustand kann die Spannung in Pkt. I mit dem Wert Null beginnend nicht größer als die der Tiefe nach linear zunehmende Grenzspannung werden.

Da zur Weckung größerer Grenzspannungen bestimmte Mindest- (Relativ-) Verschiebungen der Bodenteilchen erforderlich sind, wird von Pkt. I nach Pkt. D (Drehachse) mit abnehmenden Verschiebungen der elastische Anteil bei den Pressungen zunehmen. In Pkt. D muß die Pressung infolge Verschwindens der Verschiebungen wieder — aber im Gegensatz zu Pkt. I im elastischen Zustand — Null werden.

Unterhalb von D nehmen die Spannungen entsprechend den anwachsenden Verschiebungen wieder zu.

Mit diesen Überlegungen ist der Spannungsverlauf in qualitativer Hinsicht vorgegeben. Bezüglich des quasi-elastischen Verhaltens dieser Böden ist noch zu berücksichtigen, daß der Zusammendrückungsmodul mit der Tiefe zunimmt.

Beim rein kohäsiven Boden kann ein von der Tiefe unabhängiger, konstanter Modul angenommen werden. Dieser Boden überträgt auch an der Oberfläche (Punkt I) horizontale Pressungen bis zur Größe seiner einachsigen Druckfestigkeit; solange diese nicht erreicht bzw. überschritten wird, ist ein allgemeiner Spannungsverlauf nach Abb. 7 b zu erwarten.

Diese Verhältnisse bezüglich der Spannungsverteilung lassen sich mit Hilfe der Bettungsziffer einfach darstellen.

Einen der Abb. 7 a entsprechenden Verlauf erhält man bei Annahme eines mit Null beginnenden, der Tiefe nach linear zunehmenden Bettungsziffernverlaufes, wobei sich die Spannungen nach einer quadratischen Parabel verteilen (Abb. 7 a).

Der Abb. 7 b entspricht eine der Tiefe nach konstante Bettungsziffer.

Durch Superposition dieser beiden Grenzfälle ist somit auch der allgemeine Fall eines kohäsiven Reibungsbodens leicht darstellbar (Abb. 7 c).

Der große Vorteil der Anwendung der Bettungsziffermethode zur Darstellung der Spannungsverteilung liegt darin, daß der Übergang von der rechteckigen zur beliebig begrenzten Wand mit Gl. (10) durch eine mathematisch eindeutige und physikalisch plausible Rechenvorschrift gegeben ist, wobei jedoch die Größe der Bettungsziffer keine Rolle spielt und daher — beispielsweise in der Höhe der Sohle — gleich der Einheit gesetzt werden kann.

Auch im allgemeinen Fall eines Reibungsbodens mit Kohäsion oder bei geschichteten Böden sind keine absoluten Baugrundziffernwerte erforderlich, sondern nur die Verhältnisse der verschiedenen Baugrundziffern zueinander.

β) Schiefstellung. Die Ergebnisse des Punktes 4.2 lassen sich hier näherungsweise verwenden. Setzen wir voraus, daß die Spannungen im Bereich D-2 (Abb. 7) den Boden vorwiegend elastisch beanspruchen, dann kann man die Schiefstellung auf Grund der Spannungen dieses Bereiches ermitteln, indem die Gerade I-D-2 als lotrechte Begrenzung eines rechts davon liegenden Halbraumes aufgefaßt wird (Abb. 7 d). Die Näherung besteht darin, daß die Randbedingung einer spannungsfreien Oberfläche (in Abb. 7 d als strichlierte Horizontale G-G eingetragen) nicht streng erfüllt ist; doch sind die Spannungen im gedachten Halbraum auf der Geraden G-G infolge des in D mit Null beginnenden Spannungsverlaufes und der allseitigen Spannungsausstrahlung schon sehr klein.

Zwei weitere vereinfachende Näherungen sind bei Böden mit nach der Tiefe zunehmendem Zusammendrückungsmodul notwendig:

a) Ersatz der nach einer Parabel zweiter Ordnung verlaufenden Spannungen durch eine geradlinige Spannungsverteilung im Abschnitt D-2;

b) Annahme eines mittleren Zusammendrückungsmoduls in horizontaler Richtung im Bereich D-2.

Zur Abschätzung des Einflusses der Festsetzung (a) sei der Fall einer rechteckigen Wand unter reiner Momentwirkung betrachtet (Abb. 7 d).

Bekannte Ergebnisse sind:

$$\sigma_2 = 12 \frac{M}{a t^2}; \quad \sigma_1 = \sigma_2/3; \quad t_0 = t/3;$$

$$P_1 = P_2 = (\text{resultierende Spannungsflächen}) = \frac{4}{27} t a \sigma_2,$$

die Randspannung für geradlinige Verteilung

$$\bar{\sigma}_2 = 2 P_1 / t_0 a = \frac{8}{9} \sigma_2.$$

er dadurch geänderte Hebelarm zwischen P_1 und $\bar{P}_2$ wird:

$$\bar{e} = t/3 + 2 t/9 = 5 t/9,$$

und das Moment ist damit etwas kleiner geworden:

$$M = 20 a t^2 \bar{\sigma}_2 / 243 = 5 a t^2 \sigma_2 / 54.$$

Durch Vergleich mit der rein parabolischen Verteilung zum selben Moment erhält man:

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{54}{5 \cdot 12} \sigma_2 = 0,9 \cdot \sigma_2. \quad (23)$$

Wegen des nicht wesentlichen Unterschiedes zwischen σ_2 und $\bar{\sigma}_2$ kann dieses Ergebnis auch für andere Wandformen beibehalten werden.

Mit Gl. (13 a) folgt für die Schiefstellung in kohäsionslosen Böden

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{K_R}{12 E'_h} \cdot 0,9 \cdot \sigma^2 \quad (24)$$

und in rein kohäsivem Boden:

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{K_R}{12 E'} \sigma_2. \quad (25)$$

Für die praktische Rechnung wird auf Grund von Überlegungen, ähnlich denen, die zu Gl. (20 a) führten, vorgeschlagen:

für kohäsionslose Böden:

$$\sigma_2 = 2,8 E'_h \cdot \operatorname{tg} \nu. \quad (24a)$$

für rein kohäsive Böden:

$$\sigma_2 = 2,5 E' \cdot \operatorname{tg} \nu. \quad (25a)$$

Daraus folgen mit Rücksicht auf vorgegebene größte Schiefstellungen:

$$\text{zul } \sigma_2 = 2,8 E'_h \cdot \text{zul } \operatorname{tg} \nu \quad (24b)$$

$$\text{oder } \text{zul } \sigma_2 = 2,5 E'_h \cdot \text{zul } \operatorname{tg} \nu. \quad (25b)$$

Dieses Ergebnis, welches besagt, daß die Schiefstellung einer starren Wand nur von der Pressung am unteren Ende abhängt, zeigt die Notwendigkeit einer Einschränkung bei der Anwendung der Spannungsberechnung nach dem Bettungsziffernverfahren.

Wir wollen daran festhalten, das Moment der eingepprägten Kraft P grundsätzlich auf den Punkt zu beziehen, in dem eine zu P parallele Kraft P' keine Schiefstellung ergibt, womit die Schiefstellung nur von diesem Moment M_D abhängt.

Man kann somit von der Spannung, welche das Bettungsziffernverfahren liefert, nur die von diesem Moment M_D allein erzeugte Spannung σ_{M2} verwenden. Der Anteil der Querkraft, der aber bei Mastfundamenten ohnehin sehr klein ist, bleibt für die Schiefstellungsberechnung außer Ansatz.

Analog zu Gl. 22 soll zul σ_{M2} die Spannung nicht übersteigen, bei der größere plastische Formänderungen auftreten (σ_{ph}).

$$\sigma_{M2} \leq \sigma_{ph} \quad (26)$$

Als Richtlinie zur Ermittlung dieser Pressung σ_{ph} mag der Hinweis dienen, daß die der gewählten Randspannung $\sigma_{M2} = \sigma_{ph}$ entsprechende Resultierende auf die Fläche unter der Achse α_1 nicht größer als die Hälfte bis ein Drittel des Grenzwertes des Erdwiderstandes auf diese Fläche sein darf, wofür beispielsweise die Ansätze von W. Buchholz (Jahrbuch der hafenbautechn. Ges. 1940/41) für den Erdwiderstand von im Boden eingebettete Ankerplatten herangezogen werden können.

Zur Wahl des Moduls für die horizontale Richtung E'_h ist folgendes zu sagen: Grundsätzlich wäre er im homogenen Boden dem Wert des Moduls für die vertikale Richtung gleichzusetzen. Die Gl. (24) und (25) berücksichtigen die Randbedingungen der freien Geländeoberfläche nicht. Dadurch erscheint der Boden in horizontaler Richtung in der Rechnung steifer, als er wirklich ist.

Man wird dies durch einen Modul für die horizontalen Formänderungen E_h ausgleichen, der kleiner als E' zu wählen ist.

Das Verhältnis $\kappa = E'/E_h$ kann ähnlich wie bei den Bettungsziffern (Sulzberger [7]) mit 1,1 bis 1,3, im Mittel mit 1,2, angenommen werden.

Bei rolligen Böden wird noch zu berücksichtigen sein, daß die Steifezahl des Bodens mit der Tiefe zunimmt. Das durch die Sohlpressungen beanspruchte Bodenvolumen liegt aber wesentlich tiefer als das von den horizontalen Spannungen zwischen D und 2 (Abb. 7) beanspruchte, so daß hier mit noch größeren κ -Werten zu rechnen ist.

Größere Unterschiede zwischen E' und E'_h sind besonders dann vorhanden, wenn die Seitenflächen des Blockfundamentes nicht unmittelbar gegen das gewachsene Erdreich betoniert, sondern in Schalung hergestellt und später hinterfüllt werden. Besonders bei festeren Böden wird ein erheblicher Unterschied in den Zusammendrückungsmodulen der Hinterfüllung und des gewachsenen Bodens an der Sohle bestehen.

Mangels genauerer Kenntnisse wird man die Verhältnisse der Moduln untereinander gleich den Verhältnissen der entsprechenden Bettungsziffern bzw. Baugrundziffern [7] wählen.

5. Anwendung auf Blockfundamente

a) Voraussetzungen

Die Anwendung der vorstehenden Ergebnisse sei — zur Hervorheben des Wesentlichen — auf Grund folgender, stark vereinfachender Annahmen dargestellt:

a) Stufen-Blockfundament mit rechteckiger, vom Quadrat wenig abweichender Sohle und Beanspruchung parallel zu einer Seitenkante.

b) Glatte Berührung zwischen Beton und Boden, d. h., daß 1. alle Pressungen zwischen Boden und Fundamentflächen auf letzteren senkrecht stehen und 2. in den zur Kraftebene parallelen Flächen keine Kraftübertragung durch Reibung stattfindet.

c) Be- und Entlastungsmodul des Bodens seien gleich groß, d. h. auch, daß die Vorbelastung des Bodens ohne Einfluß auf die Formänderungen in 1. der Sohle und 2. den zur Lastrichtung senkrechten Fundamentflächen ist.

d) Kohäsionsloser Boden.

b) Zusammenhang von Schiefstellung und Belastung, wenn die Sohle nur mehr teilweise spannungsbedeckt ist

Abb. 1 b zeigt ein abgestuftes Blockfundament mit den resultierenden Lasten V und P .

Die geometrische Bedingung, daß bei dem als starr anzusehenden Fundament die Neigung der Seitenflächen und der Sohle gleich groß sein müssen, ergibt, wenn bereits teilweises Abheben der Sohle angenommen wird (Gl. 20) (Gl. 25 b),

$$\sigma_3/2,5 E' = \sigma_{M2}/2,8 E_h' = \sigma_{M2} \kappa/2,8 E' \quad (27)$$

und somit $\sigma_3 = 0,9 \kappa \sigma_{M2}$.

Dieses Ergebnis ist insofern interessant, als diese geometrische Bedingung in Spannungen ausgedrückt nur von dem Verhältnis der Moduln E' und E_h abhängt und für die praktische Rechnung bemerkenswert einfach ist.

Die Lotlast V und die Resultierende der Sohlspannungen ergeben ein Kräftepaar, welches bezüglich der Momentenwirkung der seitlichen Einspannung entlastend wirkt. Es verringert sich daher der Anteil $h_D \cdot P$ in Gl. (10) bzw. (7) um

$$V \cdot e = V(b/2 - 2V/3 a \sigma_3). \quad (28)$$

Gl. (10) liefert mit Rücksicht auf Pkt. 5.3.1, wonach $C_s(\xi)$ in $\xi = t_0$ gleich der Einheit gesetzt werden kann und nur der dem reinen Moment um D entsprechende Anteil der Spannung σ_2 verwendet wird:

$$\sigma_{M2} = P t_0 \frac{h_D - e V/P}{J_D}. \quad (29)$$

Da nur Druckspannungen auftreten, wurde in Gl. (29) von der in Gl. (10) enthaltenen Vorzeichenfestlegung abgegangen, um für σ_{M2} als Druckspannung positive Werte zu erhalten.

Umformung von Gl. (29) mit Benützung von Gl. (28) liefert:

$$h_D P = M_D = J_D \sigma_{M2}/t_0 + V(b/2 - 2V/3 a \sigma_3) = M_s + M_b. \quad (30)$$

Ersetzt man in Gl. (30) σ_{M2} mittels Gl. (27) durch σ_3 und σ_3 sodann mittels Gl. (20) durch $2,5 E' \operatorname{tg} \nu$, so ergibt sich der direkte Zusammenhang von P , V und der Schiefstellung.

Für die praktische Ermittlung eines zulässigen Horizontalzuges mit Rücksicht auf ein Schiefstellungskriterium bleibt man am zweckmäßigsten bei der Form der Gl. (30) und geht folgendermaßen vor, wobei es sich i. a. nur um Nachrechnungen angenommener Abmessungen handeln kann:

1. Berechnung der Größen J_D , t_0 und h_D ;
2. Ermittlung von zul $\sigma_3 = 2,5 E'$ zul $\operatorname{tg} \nu$, woraus mit Gl. (26) folgt zul $\sigma_{M2} = 1,11$ zul σ_3/κ ;
3. mit zul σ_3 für σ_3 und zul σ_{M2} für σ_{M2} in Gl. (30) folgt zul P .

Die Rechnung ist nur sinnvoll, solange zul σ_3 der Bedingung Gl. (22) in Verbindung mit Gl. (21) und zul σ_{M2} der Gl. (26) entspricht.

Überschreitet nur eine der beiden Spannungen, z. B. σ_3 , die in Gl. (22) bzw. (21) gegebene Grenze, dann läßt sich eine obere Schranke für zul P dadurch gewinnen, daß man für zul σ_3 den Grenzwert nach Gl. (22)/Gl. (21) ($\sigma_p = \sigma_{kr}$ bzw. zul σ nach DIN 1054) und für zul σ_{M2} den aus der Schiefstellungsbedingung folgenden Wert zul $\sigma_{M2} = 2,8 \frac{E'}{\kappa} \cdot \operatorname{zul} \operatorname{tg} \nu$ einsetzt.

Damit verletzt man zwar die Bedingung Gl. (27) und muß daher erwarten, daß σ_3 den Wert σ_p etwas überschreitet, woraus aber folgt, daß σ_{M2} den Wert σ_{ph} nicht ganz erreicht. Letztere Feststellung zeigt aber, daß die vorgesehene Schiefstellung zul $\operatorname{tg} \nu$ zumindest nicht überschritten wird.

Verletzen beide aus den Schiefstellungsbedingungen Gl. (20 a) und Gl. (24 b) folgenden zul. Spannungen die Bedingungen Gl. (21)/(22)/(26), dann ist die zugelassene Schiefstellung für den Gebrauchszustand zu hoch gewählt worden und ist kein maßgebendes Kriterium für Bemessung auf den Gebrauchszustand.

In diesem Fall wird man für σ_3 und σ_{M2} die Grenzwerte σ_{kr} bzw. zul σ nach DIN 1054 und σ_{ph} [Gl. (21)/(22)/(26)] in Gl. (30) einsetzen.

Wäre gleichzeitig Gl. (27) von σ_{kr} und σ_{ph} erfüllt, dann werden tatsächlich diese Grenzwerte von σ_3 bzw. σ_{M2} gleichzeitig erreicht.

In allen anderen Fällen wird an einer der Kanten 1 oder 3 der Grenzwert für elastisches Verhalten überschritten, jedoch an der anderen (3 od. 2) nicht erreicht, so daß noch ausreichend elastisches Verhalten zu erwarten ist.

Wir wollen noch Gl. (30) für ein rein prismatisches Blockfundament ausrechnen. Es wird mit $t_0 = t/3$ und

$$J_D = b t^3/36$$

$$P h_D = b t^2 \sigma_{M2}/12 + V(b/2 - 2V/3 a \sigma_3) = M_D, \quad (31)$$

wobei voraussetzungsgemäß

$$e = b/2 - 2V/3 a \sigma_3 \geq b/6, \text{ d. h. } 2V/a \sigma_3 \leq b$$

$$\text{und } \sigma_{M2} = \sigma_3/0,9 \kappa. \quad (27)$$

c) Zusammenhang von Schiefstellung und Belastung, wenn die Sohle zur Gänze spannungsbedeckt ist

Der geometrische Zusammenhang liefert

$$\operatorname{tg} \nu = 4,32 \Delta \sigma_3/12 E' = 0,36 \Delta \sigma_3/E' = \sigma_{M2}/2,8 E_h',$$

somit

$$\Delta \sigma_3 = 0,99 \kappa \sigma_{M2} \approx \kappa \sigma_{M2}, \quad (32)$$

wobei eine vom Quadrat wenig abweichende Sohle vorausgesetzt wird. Das von der Sohle aufgenommene Moment beträgt:

$$M_b = \Delta \sigma_3 a b^2/12.$$

Die der Gl. (30) entsprechende Formel lautet nun:

$$h_D P = J_D \sigma_{M2}/t_0 + \Delta \sigma_3 a b^2/12 = M_D. \quad (33)$$

Daraus kann nach Festlegung der zul. Spannungen bzw. Spannungsdifferenz mit Rücksicht auf die Schiefstellung [Gl. (24 b) und Gl. (32)] das zul. Moment berechnet werden.

Bei der Kontrolle der zul. Spannungen im Hinblick auf die Festigkeitseigenschaften ist diesmal zu beachten, daß an der Sohle nicht das für Schiefstellung maßgebende $\Delta \sigma_3$, sondern für

$$\sigma_3 = \Delta \sigma_3 + V/a b \leq \text{zul } \sigma_3$$

die Grenze gegeben ist. Für den Sonderfall eines prismatischen Blockes ergibt sich:

$$h_D P = M_D = b t^2 \sigma_{M2}/12 + \Delta \sigma_3 a b^2/12. \quad (34)$$

6. Zusammenfassung und abschließende Feststellungen

Auf der Grundlage bekannter, elastizitätstheoretischer exakter Ergebnisse wird ein unmittelbarer, einfacher Zusammenhang mit den Randspannungen der „üblichen“ geradlinigen Verteilung hergestellt, der die Basis für eine einfache Schiefstellungsberechnung auch seitlich eingespannter Flachgründungen bilden kann.

Es sei aber ausdrücklich betont, daß mit den vorstehenden Überlegungen und Ableitungen noch kein neues Bemessungsverfahren, sondern nur den neuen Erkenntnissen besser entsprechende Grundlagen für ein solches gebracht werden sollte.

Die in Abschnitt 5. getroffenen vereinfachenden Annahmen bedeuten nämlich Vernachlässigungen, die bei physikalisch zutreffender Wahl von E' und κ bzw. σ_{kr} oder zul σ (DIN 1054) das zul. Moment $P \cdot h_D$ bis auf die Hälfte vermindern könnten.

Wegen dieser Vernachlässigungen — vor allem der Reibungswiderstände — ergeben sich ja auch beim Sulzbergschen Verfahren derart hohe rechnerische Kantenpressungen, die in Wirklichkeit gar nicht auftreten.

Man könnte zwar in einfachster Weise derart vorgehen, daß man für σ_3 bzw. $\Delta \sigma_3$ aus Versuchen Werte rückrechnet, die sich ebenso wie die Sulzbergschen Baugrundergebnisse viel größer als die physikalisch zutreffenden gäben, doch sei dieser Weg grundsätzlich nicht vorgeschlagen, weil damit z. B. der Einfluß der Abmessungsverhältnisse — vor allem a/b — nicht berücksichtigt werden kann.

Die Möglichkeiten einer ausreichenden Erfassung der Auswirkungen der Vernachlässigungen b_1 , b_2 und c_1 sowie d seien einer späteren Arbeit vorbehalten.

Ferner darf nicht vergessen werden, daß ein auf dem Gebrauchszustand aufgebautes Berechnungsverfahren unmittelbar noch keinen eindeutigen Hinweis auf die Sicherheit der Fundierung, d.h. auf die Grenzwerte von M_D (Traglasten), liefert.

Literatur

1. Ullmann: Über den Einfluß der Einspannung im Erdreich auf die Stabilität der Wände. Beton und Eisen, (1909), H. 1.
2. Th. Müller: Vorschlag zur Berechnung von Mastfundamenten. ETZ, (1929), H. 33.
3. M. Süberkrüb: Die Gründung von Masten für Freileitungen und für Bahnfahrleitungen und Bahnspiseleitungen. Berlin: Springer 1932.
4. H. Fröhlich: Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. 4. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1936.
5. A. Kleinlogel: Maste und Mastgründungen, Handbuch f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. IX, 1. Teil, Kap. 2. Berlin: W. Ernst & Sohn 1934.
6. A. Bürklin: Berechnung von Mastgründungen. Beton und Eisen 39, (1940), H. 13. — Neues Verfahren zur Berechnung von Mastfundamenten für Freileitungen. Beton u. Eisen 39 (1940), H. 17.

7. G. Sulzberger: Die Fundamente der Freileitungstragwerke und ihre Fundierung. Bull. S.E.V. 1945.
8. Von den zahlreichen kritischen Betrachtungen sei beispielsweise die in Kögler-Sche'dig, Baugrund u. Bauwerk, Berlin, angeführt.
9. O. K. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrund. Wien: Springer 1934.
10. J. Majer: Zur Berechnung der Schiefstellung ausmittig belasteter, starrer Flachgründungen. Bautechnik 35 (1958), H. 4.
11. H. Borowicka: Über ausmittig belastete, starre Platten auf elastisch isotropem Untergrund. Ing.Arch. 14 (1943), H. 1.
12. G. Schubert: Zur Frage der Druckverteilung unter elastisch gelagerten Tragwerken. Ing.Arch. 13 (1942), S. 132.
13. O. K. Fröhlich: Über eine einfache Anwendung der Potentialtheorie auf die Berechnung der Schiefstellung von Bauwerken. Anzeiger der math.-naturw. Klasse der Österr. Akad. d. Wissensch. 1952, Nr. 7.
14. M. Nakamura: Über den Erdwiderstand gegen Maste unter besonderer Berücksichtigung der Zusammendrückbarkeit des Bodens. Bauingenieur 16 (1935), H. 23/24, S. 269.
15. J. Rifaat: Die Spundwand als Erddruckproblem. Zürich und Leipzig 1935, Mitt. d. Inst. f. Bautechnik d. Eidgen. Techn. Hochschule Zürich, Nr. 5.
16. H. Lorenz: Zur Tragfähigkeit starrer Spundwände und Mastgründungen. Bautechnik-Archiv (1952), H. 8.
17. The Resistance of Earth to the Movement of Bodies Embedded in it, with reference to the Foundations of A. Poles. Technical Report F/T 25,— The British Electrical and Allied Industries Research Association, 1929.

Durchlässe und Unterführungen aus Stahlfertigteilen

Von Dipl.-Ing. J. Demmin, Armco-Thyssen Breitband-Verarbeitung GmbH., Dinslaken

K 624.191 : 625.745.22 : 693.814.1

Die Herstellung von Stahlfertigteilen für den Bau von Rohrdurchlässen und Fußgängerunterführungen ist in Deutschland erst seit kurzer Zeit angelaufen.

Diese Konstruktionen bestehen im wesentlichen aus gewellten und bombierten Stahlplatten. Durch Überlappung und Verschraubung dieser Bau-Elemente können verschiedene Tragsysteme errichtet werden. Die einfachsten sind statisch günstigsten Formen sind Rohre mit Kreis- oder elliptischem Querschnitt (Abb. 1). Für flache Bachläufe sind Maulprofil - Querschnitte leicht ausführbar (Abb. 2). Ferner können Stahlbögen — als weigelenkbögen — entworfen werden, die sich auf Widerlager aus Beton abstützen (Abb. 3). Die Tragfähigkeit dieser Stahlrohre wird durch die Wellung der Stahlplatten erhöht. Die Wellenlänge und Wellentiefe bleibt für alle Abmessungen des Bauwerkes die-



Abb. 1. Rohre mit Kreis- oder elliptischem Querschnitt.

Rohrscheitels kann nach der Anschüttung bis zu 5 % des Vertikaldurchmessers betragen. Derartige Durchbiegungen werden durch Verformungsvorgaben berücksichtigt. Dieser Verringerung des Vertikaldurchmessers steht eine Vergrößerung des Horizontaldurchmessers gegenüber. Infolge der Verschiebung der seitlichen Rohrwände entwickelt sich passiver Erddruck, der die seitlichen äußeren Pressungen erhöht. Andererseits werden durch die Verkürzung des Vertikaldurchmessers die hohen Scheitel- und Sohlenpressungen abgebaut. Diese Tatsache ist mit der Ausbildung einer Gewölbewirkung im Erdreich über dem Durchlaß zu erklären. Der Abbau der hohen Scheitel- und Sohlenpressungen und die Erhöhung der seitlichen Pressungen sind die Ursachen der hohen Tragfähigkeit dieser elastischen Stahlrohre.

In USA wurden von der Railway Engineering Association und dem Iowa State College schon 1926 diese Umlagerungen der äußeren Pressungen mit Hilfe von Druckzellen an eingebauten, gewellten Stahlrohrdurchlässen fest-



Abb. 2. Maulprofile für geringe Bauhöhen und flache Bachläufe.

gestellt. Diese soeben beschriebene Umlagerung der äußeren Pressungen setzt eine gleichmäßige elastische Ummantelung des Durchlasses voraus. Daher ist eine Betonummantelung sogar schädlich und unter allen Umständen zu vermeiden, wenn diese Konstruktionen die volle Belastung tragen sollen.

Gewellte Stahldurchlässe wurden zuerst 1896 von ARMCO in USA hergestellt und sind bis heute weiter-

gestellt. Gewellte Stahldurchlässe wurden zuerst 1896 von ARMCO in USA hergestellt und sind bis heute weiter-

entwickelt worden. Die konstruktive Ausbildung hat schon jetzt ein Höchstmaß an Vereinfachung erreicht und ermöglicht es, daß diese Konstruktionen nur mit Hilfe eines einzigen geschulten Monteurs und einigen Hilfskräften montiert werden können.



Abb. 3. Stahlbogen zwischen Beton-Widerlager.

Diese Bauweise kann in jeder gewünschten Abmessung verwendet werden, sofern die Maximalmaße nicht überschritten werden. Diese betragen für Maulprofile: 6,00 m Spannweite, für Kreisprofile: 4,81 m Durchmesser und für Stahlbögen: 9,00 m Spannweite.

Für Stahlbögen sind größere Spannweiten erreichbar, wenn sie mit einem Stahlbetonmantel umhüllt und statisch als „Verbundgewölbe“ ausgebildet werden. Die Schubkräfte sind konstruktiv einfach durch aufgeschraubte Winkeleisen übertragbar. Vorteilhaft wirkt sich hier der Stahlbogen aus, da er zusätzlich als selbsttragende Schalung ausgenutzt werden kann.



Abb. 4. Fuß- und Radwegtunnel unter der B 27/254 in Bromzell bei Fulda.

Ein weiteres Anwendungsgebiet bietet sich bei Sanierungsproblemen brüchiger Gewölbe. Ohne größere Querschnittseinengung lassen sich leicht Stahlbögen einbauen, die sich an die vorhandene Gewölbeform anschmiegen. Der Hohlraum zwischen altem Gewölbe und Stahlbogen kann durch Injektion mit Zementmörtel ausgefüllt werden. Für den Injiziervorgang werden in den Stahlplatten verschließbare Einspritzöffnungen eingeschweißt. Eine solche Sanierung wurde mit großem Erfolg für einen 90 m langen Sielacht-Tunnel in Brake/Unterweser, durchgeführt.

Zum Schutze gegen Korrosion werden die Stahlplatten nach der montagefertigen Herstellung im Vollbad feuer-

verzinkt und erhalten eine doppelseitige Zinkauflage von 500 gr/qm abgewinkelte Oberfläche. Zusätzlich könne nach der Montage diese Konstruktionen mit bituminöse Schutzanstrichen versehen werden. Für Schmutzwasserleitungen ist eine Ausklinkerung der Sohle möglich, die jedoch wegen der eintretenden Verformung erst nach der Erdanschüttung vorgenommen werden darf.

Flügelmauern als Abschluß des Bauwerkes werden sich immer dann als notwendig erweisen, wenn die landschaftliche Umgebung eine ästhetische Einordnung des Bauwerkes verlangt. Die hier beschriebene Fertigteil-Bauweise ermöglicht einen konstruktiv einfachen Anschluß an Stirn-



Abb. 5. Bachdurchlaß mit Schrägschnitten in Airlenbach/Odenwald.

wände. Auf die Ausführung der Fuß- und Radwegunterführung unter der B 27/254 bei Fulda soll in diesem Zusammenhang hingewiesen werden (Abb. 4).

Werden in ästhetischer Hinsicht keine größeren Anforderungen gestellt, dann empfiehlt sich die Anordnung von Rohrschrägschnitten in Böschungsebene. Besonders bei schlechtem Baugrund wirkt sich der Fortfall von Flügelmauern außerordentlich kostensparend aus. Der Bachdurchlaß in Airlenbach/Odenwald zeigt die Ausbildung eines derartigen Schrägschnittes (Abb. 5).



Abb. 6. Der vormontierte Durchlaß mit 4,25 m Spannweite und 18 m Länge wird in die Baugrube abgesenkt.

Diese Bauweise ermöglicht es, ganze Durchlaßbauwerke ohne Störung des Verkehrs seitlich der Straße fertig herzustellen und nach Aushub der Baugrube zusammenhängend einzuziehen oder mit Hilfe eines Schwerlastkranes einzuhängen (Abb. 6). Hierdurch war es möglich, daß Straßensperrzeiten von nur 3—5 Tagen erreicht werden konnten.

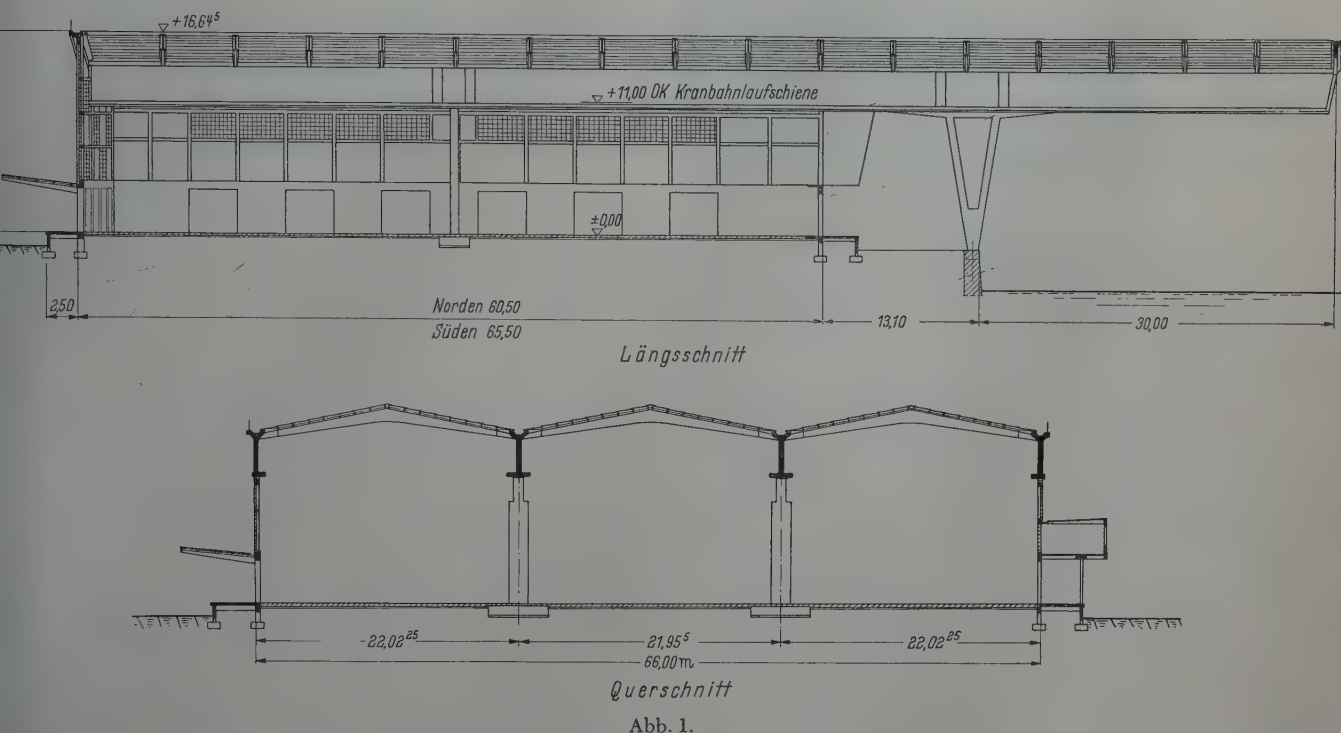
Neubau einer Schnellumschlagshalle im Hafen von Ludwigshafen a. Rhein

Von Dr.-Ing. Rudolf Ohlig, Wiesbaden

K 624.922 : 725.35 : 627.215 (43-2.51)

Ende 1957 schrieb das Staatl. Hochbauamt Speyer im Rahmen mit dem Staatlichen Hafenamt Ludwigshafen am Rhein einen Ideenwettbewerb zur Errichtung einer Schnellumschlagshalle auf dem Gelände des zugeschütteten ehemaligen Winterhafens in Ludwigshafen aus. Gefordert wurden verbindliche Unterlagen hinsichtlich Konstruktion und Preis, wobei eine gute Gestaltung und Formgebung zur Voraussetzung gemacht war. Unter den eingegangenen Angeboten wählte der Auswahl Ausschuss, der sich aus Vertretern des Ministeriums, der Bezirksregierung der Pfalz, des Staatlichen Hafenamtes Ludwigshafen, des

einen I-Querschnitt, wobei der obere Flansch durch die Betonrinnen, der untere durch die auskragenden Krankonsolen gebildet wird. Diese Ausbildung wurde in Übereinstimmung mit den Ausschreibungsbedingungen gewählt, wonach die Dachentwässerung mittels Betonrinnen gefordert wurde. Der über Land liegende Teil ist auf einem Gerüst betoniert, während der wasserseitige auskragende Teil nach dem Verfahren Dyckerhoff & Widmann im freien Vorbau mit Schüssen von je 3,05 m hergestellt wurde. Durch diese Systemanordnung hat die Halle im Innern nur zwei Zwischenstützen (Mittelstützen) und zwei Vorlagen an den Seitenwänden. Die wasserseitigen Stützen



Staatlichen Hochbauamtes Speyer und des als Prüfungsingenieur hinzugezogenen Prof. Dr. G. Franz zusammenetzte, den Entwurf der Firma Dyckerhoff & Widmann aus. Die Baudurchführung erfolgte durch eine Arbeitsgemeinschaft der Firmen Dyckerhoff & Widmann KG. und Grün & Bilfinger A.G.

Die Halle dient dem schnellen Umschlag von Gütern zwischen Schiff, LKW, Waggon und Halle. Ihr besonderes Kennzeichen sind die 30 m über dem Strom auskragenden überdachten Kranbahnen, unter denen zwei Schiffe Platz finden. Die gesamte durch die Halle überdeckte Grundfläche beträgt rd. 7000 m². Hiervon entfallen auf die eigentliche Halle rd. 4200 m². Hierzu kommen noch die Vordächer an der Nord- und Westseite mit rd. 400 m² und der südliche Rampenüberbau ungefähr gleicher Größe für Büro- und Sozialräume.

Kranbahnträger

Die dreischiffige Halle wird in jedem Feld mit einem Kran von 4 t Tragkraft befahren. Die Laufbahn liegt 11 m über Hallenflur. Im Mittelschiff verkehrt zusätzlich ein 10 t-Kran, dessen Fahrbereich jedoch auf 10 m über der Wasserfläche und 10 m nach dem Halleninnern begrenzt ist. Die Kranbahnträger, auch die äußeren, sind als Durchlaufträger über zwei Felder von 31,10 m bis 32,75 m und 2,00 m bis 42,35 m Spannweite mit einer stromseitigen Auskragung von 30,50 m konstruiert. Sie haben im Prinzip

auf der Kaimauer sind als V-Stützen ausgebildet mit einer von oben nach unten anwachsenden Verbreiterung von 0,80 m auf 1,80 m bzw. 0,60 m auf 1,20 m. Hierdurch erhält das ganze System in beiden Richtungen eine gute Steifigkeit.

Eine besondere Untersuchung erfordert die Aufnahme des Momentes, das durch die außermittige Lage der Kranbahnschienen auf dem Untergurt des Kranbahnträgers mit $M_0 = 79 \text{ tm}$ aus der jeweiligen Laststellung des 60 t-Krans herrührt. Dieses Moment wird teils über Torsion des Kranbahnträgers, teils über Biegemomente der mit diesem biegesteif verbundenen Binder auf die Nachbarträger abgetragen. Eine näherungsweise Berechnung der 30,50 m auskragenden, mit je fünf Querbindern ausgesteiften Hauptträger als 5fach statisch unbestimmtes Gesamttragssystem ergibt eine Aufspaltung des M_0 -Momentes, das zu rd. 57 % über Torsion, zu 43 % über Durchlaufwirkung abgeleitet wird. Da der 60 t-Kran nur 10 m in das auskragende Feld einfährt, ist dabei noch eine Aufspaltung des Hauptträgers in zwei Teilabschnitte erforderlich. Die Theorie der Stabdrellung bei behinderter Querschnittsverwölbung* führt hier auf Differentialgleichungen dritter Ordnung, die in vorliegendem Falle durch entsprechende

* Vgl. Stahlbau-Handbuch 1949/50 S. 84, ferner F. Wansleben, „Die Theorie der Drillfestigkeit von Stahlbauteilen“, Forschungshefte aus dem Gebiet des Stahlbaus, Heft 11, Köln 1956.

Substitution auf solche zweiter Ordnung reduziert werden können. Das Torsionsmoment wird dabei in ein Wölb- und Schubdrillmoment aufgespalten.



Abb. 2. Freivorbau wasserseitig.

Dachkonstruktion

Die Dacheindeckung besteht aus Wellasbestplatten, die auf den in 1,40 m Abstand angeordneten Fertigteilpfetten durch Haken aufgeklemmt sind. Die Pfetten lagern auf Spannbetonbindern auf, die in Abständen von 6,10 m in Ort beton ausgeführt wurden. Ihre Herstellung erfolgte auf einem fahrbaren, freitragenden Gerüst, das auf den vorher fertiggestellten Kranbahnträger montiert wurde. Diese in moderner Holzfachwerkkonstruktion mit Geka-Dübelverbindungen gefertigten Holzbinder waren für die aus Schalung und Betonierlasten anfallenden Kräfte bemessen. Damit konnten sämtliche Spannbetonbinder, auch die des ausragenden Teils, in der gleichen Weise hergestellt werden, mit Ausnahme der wasserseitigen Endbinder, die gemäß der bauseitigen Forderung mit einem Ort gang versehen sind. Diese Binder wurden in zwei Betoniergängen ausgeführt, um die Gerüstkonstruktion ohne Umbau auch hier verwenden zu können. Die westlichen Giebelbinder, die ebenfalls einen Ort gang erhielten, sind durch Zwischenausfachungen unterstützt und in Stahlbeton hergestellt.

Umfassungswände

Die Nord- und Südwand sind von der oberen Konstruktion völlig getrennt. Nur an den in jeder Wand stehenden zwei Hauptstützen ist eine Verbindung vorhanden. Die vorgespannten Kranbahnträger können also unabhängig von der Wandkonstruktion arbeiten. Horizontalkräfte aus Wind und Füllgutseitendruck werden durch die im oberen Teil in 4 m Abstand angeordneten Stützen auf die unteren Stahlbetonwände übertragen. Die Wand ist durch horizontale Riegel ausgefacht. An Stelle der in der Entwurfszeichnung vorgesehenen 11,5 cm starken Außenmauerung ist eine Ausfachung mit Wellasbestplatten getreten. Die Vordächer bestehen aus Stahlbetonkragarmen auf denen Fertigteilpfetten mit Wellasbestplatten aufliegen. Die Hallenabschlußwand ist mit der vorderen Rampenwand durch unter der Rampenplatte liegende Riegel verbunden. Damit werden die Momente aus Wind-, Füllgutseitendruck (Schütthöhe 4,00 m) und Kragdachkräftepaare aufgelöst und die Fundamente im wesentlichen durch Normalkräfte beansprucht. Die Westwand ist nach dem gleichen Prinzip konstruiert, doch bindet hier die Aussteifungsstützen in die Giebelbinder ein. Die Ostwand ist zur Erzielung einer ausreichenden Gleitsicherheit mit einer in Höhe des Hallenbodens liegenden waagerechten Kragplatte versehen, die 1,0 m weit ins Halleninnere auskragt. Der Rampenüberbau an der Südseite stützt sich einerseits auf den massiven Teil der Hallenwand, an der Außenseite auf in 8 m Abstand angeordnete V-Stützen aus Stahlbeton ab.

Gründung

Auf Grund eines Gutachtens des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der T.H. Karlsruhe kam die dort vorgeschlagene Flachgründung zur Ausführung. Umfassungswände und Einzelstützen ruhen auf dem verdichteten Boden auf. Je nach Fundamentgröße treten hier Bodenpressungen von 4,5 bis 6,0 kg/cm² auf. Die Boden auffüllung und -verdichtung wurde durch die Fa. Holmann AG. durchgeführt. Die V-Stützen an der Stromseite stehen auf der neuen Kaimauer. Zu diesem Zweck wurde im Bereich der alten Ufermauer ein je 2,50 m breites Stück herausgebrochen und durch eine neue Wand, die auf Stahlbetonpfählen gegründet ist, ersetzt. Damit war es möglich, die dort anfallenden senkrechten Lasten von rd. 800 t je Mittelstütze samt den Horizontalkräften aufzunehmen.

Kurze Technische Berichte

Strahlungsschutztechnik

DK 624.042 : 624.074.4 : 624.9 : 621.039.42

Maßstäbliche Modellversuche zur Ermittlung der dynamischen Beanspruchung von Containerschalen

Das Durchgehen eines Kernreaktors, das aus einem plötzlichen Ansteigen der Überschussreaktivität resultiert, wird durch einen exponentiellen Leistungsanstieg charakterisiert, dessen in gewisser Weise einer chemischen Explosion ähnlichen Druckwelleneffekten die den Reaktor einschließende gasdichte und druckfeste Containerschale widerstehen muß. Der Berechnung einer Containerschale für die dynamischen Belastungswirkungen infolge eines heftigen Durchgehens eines Reaktors wird in der Regel eine stellvertretende chemische Explosion (gleiche Energiefreisetzung wie nukleare Exkursion), für die in der Literatur Werte zur Bestimmung der auf die verschiedenen Teile der Schale wirkenden dynamischen Lasten zur Verfügung stehen, zugrunde gelegt. Die Durchführung der Spannungs berechnung erfolgt unter weitgehender Vereinfachung der tatsächlichen geometrischen Verhältnisse. Die Schwierigkeiten der Berechnungen und ihre Ungenauigkeit, die wegen der Einführung von

auf der sicheren Seite liegenden Grenzwerten zu einer sicherlich beträchtlichen Überbemessung der Schale führt, können durch die Durchführung von Modellversuchen vermieden werden.

Die Simulation der physikalischen Effekte eines Reaktordurchgehens in kleinem Maßstabe kann durch geeignete Zusammenstellung chemischer Energiequellen (Treib- und Explosivstoffe) zu Ladungen erfolgen, deren Energiefreisetzungsfunktion der Zeit so kontrolliert wird, daß die Energiefreisetzungskurve der entsprechenden Kurve des Reaktordurchgehens ähnlich ist (diese hat eine wesentlich flachere Gradienten als die Energie-Zeit-Kurve für die Detonation eines Explosivstoffes). Wenn eine Beschreibung des Verhaltens der Schalenkonstruktion durch die allgemeinen Gleichungen für kleine Deformationen elastischer Körper unter Vernachlässigung von Massenkräften möglich ist, — bei Verwendung eines geometrisch ähnlichen Schalenmodells mit gleichen Materialeigenschaften und bei Verwendung einer maßstabsgerechten Energiequelle — kann ein linearer Maßstabsfaktor für die Übertragung der Verformungsamplituden verwendet werden; die Dehnungsamplituden bleiben gleich. Die Bedingung der Vernachlässigung von Massenkräften verbietet die Verwendung eines zu großen Maßstabsfaktors für den Modellversuch. Von den Ballistic

Research Laboratories, Aberdeen Proving Ground, sind drei verschiedene Versuchsreihen durchgeführt worden: 1. Versuche zur Bestimmung der Effekte des Zerreißen simulierter Reaktorbehälter mittels chemischer Energiequellen von unterschiedlicher Energie-Freisetzungsgeschwindigkeit. 2. Versuche über die Wirkung eines Durchgehens des Air Force Nuclear Engineering Test Reactor, die an einem Modell im Maßstab 1:4 durchgeführt wurden, und aus denen Folgerungen für die konstruktive Ausbildung des Containers gezogen wurden. 3. Versuche mit einer homologen Reihe von vier Zylinderschalen mit hemisphärischen Enden, deren jede um einen linearen Faktor zwei kleiner war als die vorhergehende. Diese Versuche bestätigten die Gültigkeit der linearen Proportionalität der Verformungen für den elastischen Bereich. (Die Durchführung von Versuchen für dynamische Belastung von Containerschalen-Modellen in den plastischen Bereich ist geplant.) — [Nach

R. J. Larson und W. C. Olson: Measurement of Air Blast Effects from Simulated Nuclear Reactor Core Excursions. WASH-47, September 1957; W. E. Baker und J. D. Patterson: Blast Effect Tests of a One-Quarter Scale Model of the Air Force Nuclear Engineering Test Reactor. BRL Report 1011, März 1957; J. R. Bohannon, R. J. Larson, und W. E. Baker: Simulation of Nuclear Blast Effects. Nucleonics, 16 (1958), No. 3, S. 74—79; W. E. Baker: Scale Model Tests for Evaluating Outer Containment Structures for Nuclear Reactors. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1958, 13. 9. 1958, Paper No. A/CONF. 15/P/1028]. Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

DK 621.039.546 : 621.039.572 : 624.953
(796) (047.6)

Doppelter Sicherheitseinschluß des Argonne Experimentier- Brutreaktors II

Die Gesamtanlage des EBR-II [1]

Der Argonne Experimental Breeder Reactor II (EBR-II) ist eine integrale Kernkraftanlage, die mit einer pyrometallurgischen Spaltstoffaufbereitungs- und -reanhebungsanlage in einem geschlossenen Spaltstoffzyklus arbeitet. Die Wärmeleistung des heterogenen, mit auf 50 % U^{235} angereichertem Uran oder mit Plutonium arbeitenden, nicht-moderierten Reaktors beträgt 2,5 MW. Die Wärme wird durch ein primäres Wärmeabfuhrsystem mit Natrium als Wärmeträger aus dem Reaktorkern abgeführt (Temperatur bei Eintritt in den Reaktor 370° C, Austrittstemperatur 480° C) und auf ein sekundäres Natrium-Kreislaufsystem übertragen. (Temperatur bei Eintritt in den Wärmeaustauscher 320° C, Austrittstemperatur 470° C). Das sekundäre System gibt die Wärme an einen Dampferzeuger ab; der erzeugte Dampf beaufschlagt mit einer Temperatur von

450° C und einem Druck von 88 atü die Turbine. Die elektrische Nutzleistung des Systems beträgt 20 MW. Der Bau der integralen Leistungsreaktoranlage auf dem Gelände der National Reactor Testing Station in Idaho wurde Ende 1957 begonnen, die Inbetriebnahme der Anlage soll 1960 erfolgen. Die Kosten werden 29 Millionen Dollar betragen. Das Brutreaktor-Kernkraftwerk mit der angeschlossenen pyrometallurgischen Trennanlage stellt eine Großversuchsanlage für die Untersuchung der technischen und wirtschaftlichen Faktoren dieses integralen

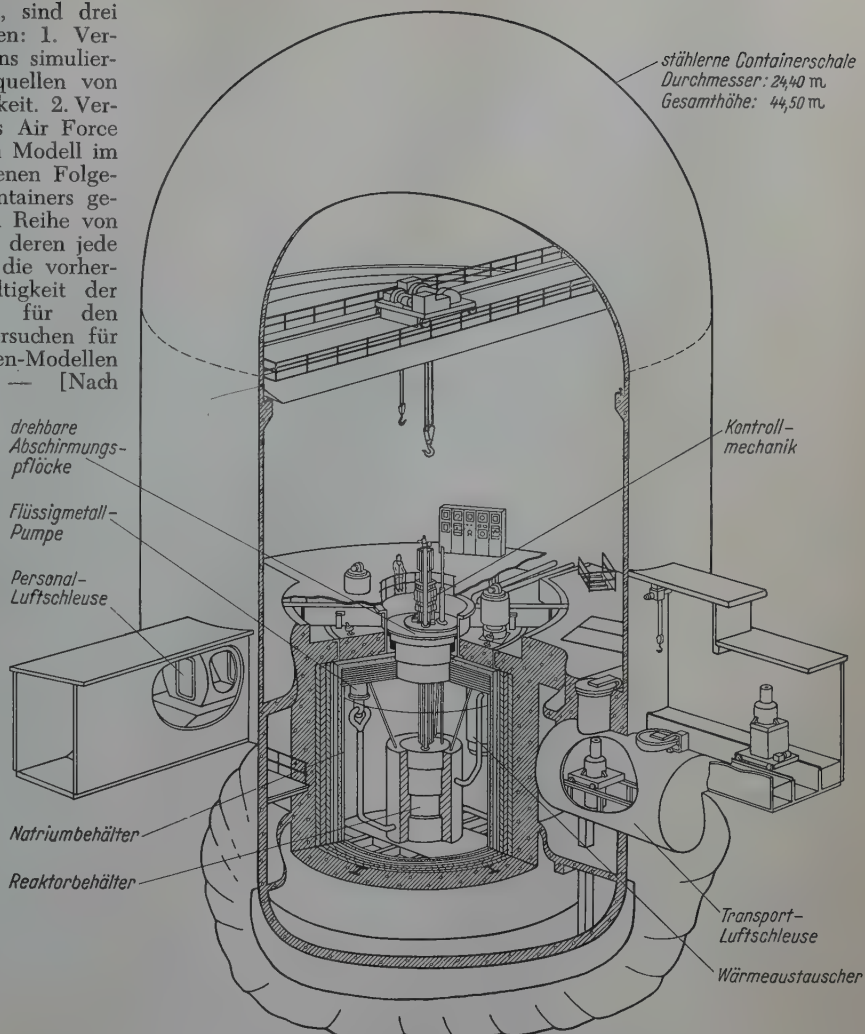


Abb. 2. Isometrische Schnitt-Darstellung des EBR-II-Reaktorgebäudes [8].

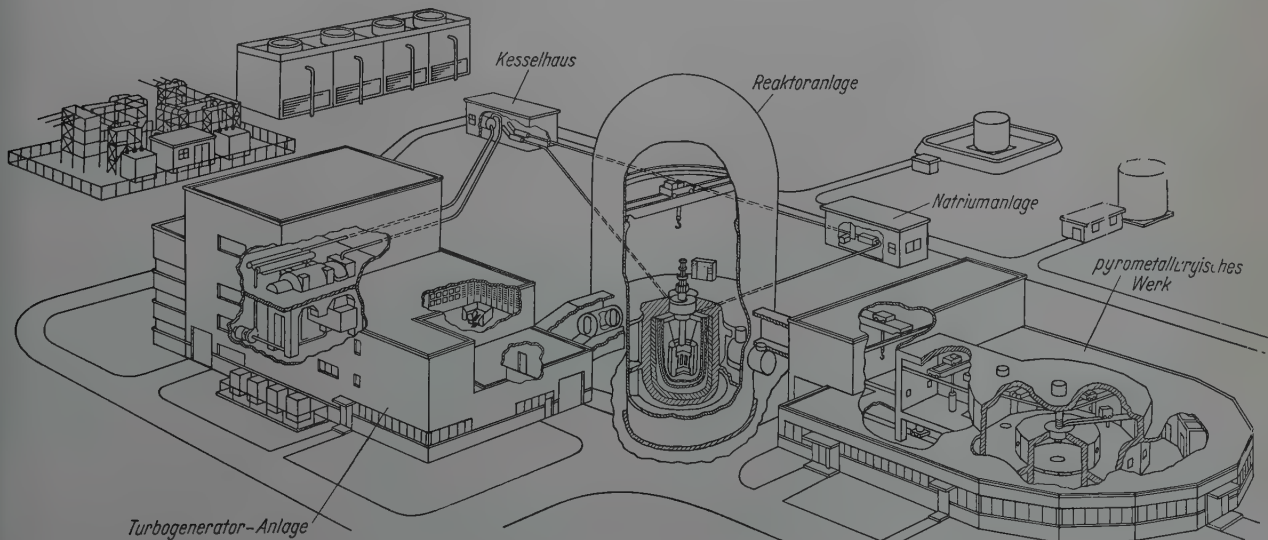


Abb. 1. Schnittansicht der Gesamtanlage des Experimental Breeder Reactor II [1].

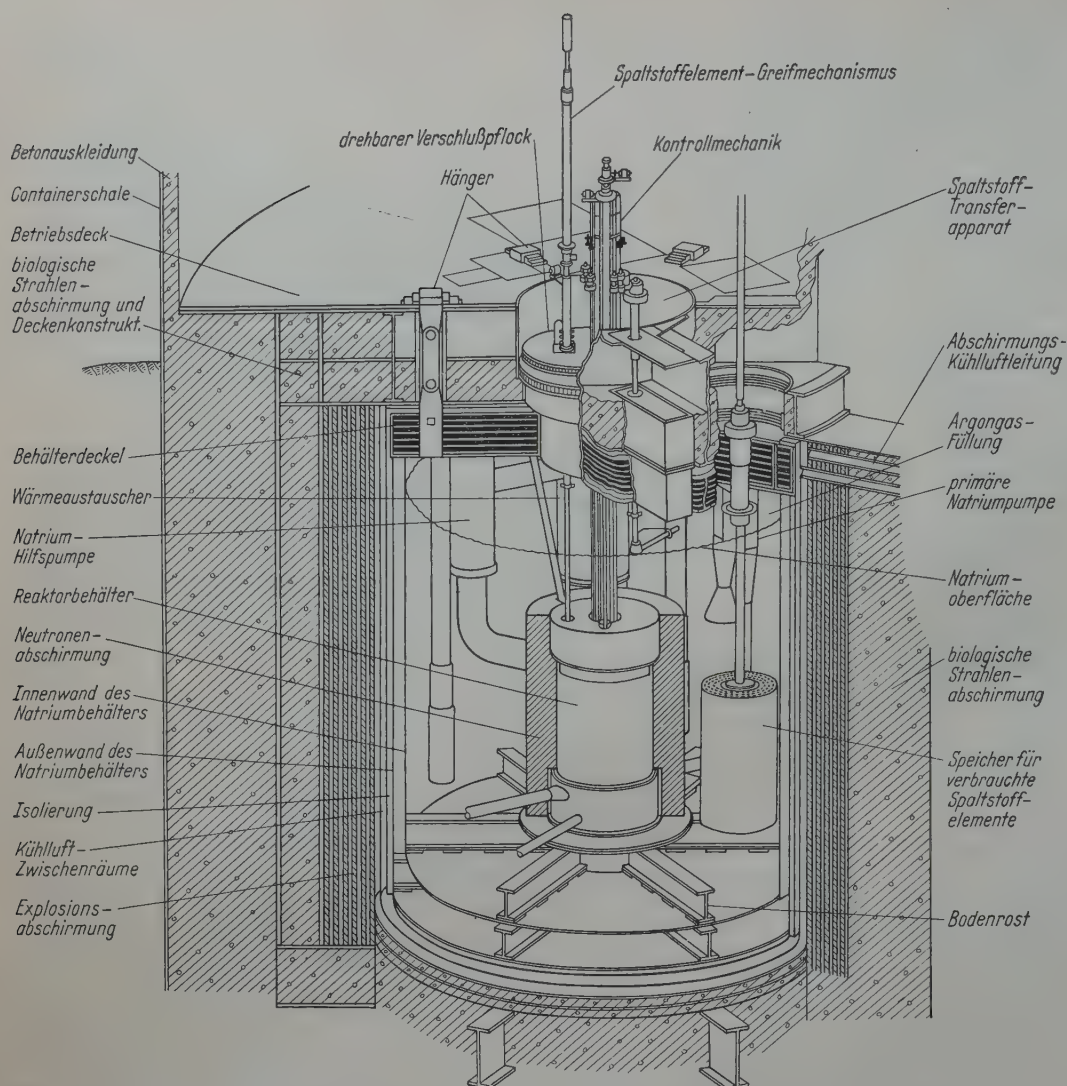


Abb. 3. Reaktorsystem und primäre Sicherheitsbehälter (1. Fassung des Entwurfes) [4].

Leistungsreakortyps im Hinblick auf seine Eignung für große Kernkraftwerke dar.

Abb. 1 zeigt eine perspektivische Schnittansicht der Gesamtanlage des EBR-II. Der Reaktor und das primäre Natrium-Kühlsystem sind in eine stählerne Containerschale eingeschlossen (Abb. 2). Der Turbogenerator mit dem zugehörigen Dampfsystem und der elektrischen Ausrüstung ist in der Turbinenhalle untergebracht, in der sich der Steuerungsraum für Reaktor und Wärmekreislauf befindet. Das pyrometallurgische Werk enthält die Anlage für die Aufbereitung und Refabrikation verbrauchten Spaltstoffes [2] [3]. Die Natrium-Anlage enthält die sekundäre Natrium-Pumpe und das Natrium-Verteilungssystem, das Kesselhaus enthält den Natrium-Wasser-Dampferzeuger. Die Natrium- und Dampf-Verbindungs-Rohrleitungen zwischen den einzelnen Gebäuden sind in Abb. 1 schematisch eingezeichnet.

Der doppelte Sicherheitseinschluß des Reaktorsystems

Der Sicherheitseinschluß des EBR-II, der im Falle einer Reaktorkatastrophe die Freisetzung von radioaktiven Spaltprodukten und Plutonium in die Umgebung der Reaktoranlage verhindern soll, besteht aus zwei separaten Druckbehältern. Die potentiellen Energiequellen des Systemes sind 1. die nukleare Exkursion und 2. die Natrium-Luft-Reaktion. Zur Lokalisierung der destruktiven Folgen einer heftigen nuklearen Exkursion und zur Verhütung der Auslösung einer explosiven Natrium-Luft-Reaktion, die eine wesentlich größere Energiefreisetzung ergeben kann als das vorausgehende Durchgehen der Kernkettenreaktion, wird der Reaktor und das primäre Kühlsystem, einschließlich der Wärmeaustauscher, von einem zylindrischen primären Sicherheitsbehälter umschlossen (Abb. 3). Das gesamte Reaktorsystem ist in einem zylindrischen Behälter von 8,0 m Dmr. und 8,0 m Höhe in 300 m³ Natrium-Kühlmittel untergetaucht, wodurch ein sehr hoher Grad der Zuverlässigkeit des Kühlsystems erzielt wird. Der den Natrium-Behälter umgebende

primäre Sicherheitsbehälter muß im Falle einer explosionsartigen nuklearen Exkursion den Einschluß des heißen Natriums gewährleisten. Die Energiefreisetzung bei der heftigsten theoretisch ableitbaren nuklearen Exkursion, die der primäre Sicherheitsbehälter widerstehen muß, ist äquivalent einer Detonation von 136 kg Trinitrotoluol.

In dem extrem unwahrscheinlichen Falle einer nuklearen Exkursion von hinreichender Stärke zur Zerstörung des primären Sicherheitseinschlusses können bedeutende Mengen heißen Natriums mit großer Energie ausgeworfen werden und mit dem Sauerstoff der Luft heftig reagieren. Die aus experimentellen Untersuchungen über die heftigste mögliche Natrium-Luft-Reaktion extrapolierte maximale mögliche Energiefreisetzung ist äquivalent 13 000 kg TN. Die als sekundärer Sicherheitseinschluß dienende gasdichte Containerschale (Abb. 2 und 4) muß den aus den nuklearen und chemischen Energiefreisetzungen resultierenden Druck- und Temperaturwirkungen widerstehen und dabei ihre Gasdichtigkeit bewahren.

Bemessungsgrundlagen und Konstruktionseinzelheiten des primären Sicherheitsbehälters [4] [8]

Der primäre Sicherheitseinschluß des Reaktorsystems wird von einem den Natrium-Behälter umgebenden zylindrischen Druckbehälter gebildet (Abb. 2, 3 und 4), dessen Wandung aus einer mit einer Explosionsabschirmung verkleideten, 180 cm dicken stark bewehrten Betonkonstruktion besteht, die zugleich als Strahlenabschirmung (s. [13]) dient. Die Druckbehälterdecke ist gleichzeitig die Tragkonstruktion für die Aufhängung des Natriumbehälters und der Komponenten des Reaktorsystems und für die Stützung der Verschlusspflocke und der Beton-Strahlenabschirmungsdecke. Der Behälterboden wird von einer auf den Containerschalenboden aufbetonierten massiven Betonkonstruktion gebildet. Decke und Boden des Sicherheitsbehälters sind durch die bei Innendruckbeanspruchung als Zugstäbe wirkenden, peripher gestellten vertikalen Stahlstützen der Tragkonstruktion miteinander verbunden (Abb. 5).

Die Bemessung des primären Sicherheitseinschlusses basiert auf der Hypothese einer rapiden nuklearen Exkursion mit einer Energiefreisetzungsäquivalent von 136 kg Trinitrotoluol (oder $1,36 \cdot 10^8$ cal). Dieser Wert wurde auf der Grundlage der Postulierung der denkbar ungünstigsten Verkettung von Versagen und Schadensfällen als maximal möglicher Wert für die nukleare Energiefreisetzung bestimmt. Die Dauer der Energiefreisetzung, die die destruktivsten Wirkungen auf die Konstruktion des primären Sicherheitseinschlusses hätte, wurde zu 2 Millisekunden ermittelt. Diese Werte für die schwerste vorstellbare Reaktorkatastrophe bilden die Grundlage einer von der Armour Research Foundation durchgeführten Untersuchung über Stoßwellenwirkung, Druckerzeugung, Energieverteilung und andere Explosionseffekte.

In der den Reaktorkern unmittelbar umgebenden großen Masse flüssigen Natriums wird die Explosionsdruckenergie durch Umwandlung in Verlustwärme rapide absorbiert, nur etwa 10% der Explosionsenergie erreichen als effektive Stoßwellenenergie die Behälterwandung. Die nach oben gerichtete Stoßwelle wird



Der Weg zu wirksamer Isolierung

Wann wärmt eine Daunendecke am besten? Ohne Frage dann, wenn die Daunnen leicht und locker sind, wenn sie möglichst viel Luft einschließen.

Das gilt auch für Kunststoffe. Je mehr Luft im Material eingeschlossen ist, desto besser ist die Isolierwirkung.

® STYROPOR besteht bis zu 98 % aus Luft, eingeschlossen in Millionen winzig kleiner Zellen. Das ist der Grund, weshalb geschäumtes STYROPOR – wie die Praxis beweist – so hervorragend isoliert. Nach wissenschaftlichen Meßergebnissen beträgt die Wärmeleitfähigkeit bei 0°C 0,027 kcal/mh °C, die Trittschalldämmung 13-15 Phon bei etwa 10 mm starken STYROPOR-Platten.

Weitere Vorteile von Schaumstoffen aus STYROPOR: federleichtes Gewicht (spez. Gewicht 0,02 g/m³), sehr geringe Wasseraufnahme, gute mechanische Festigkeit, leicht zu verarbeiten, beständig gegen Säuren und Laugen, kein Nährboden für Schimmel- und Fäulnispilze, schwer entflammbar.

Die BASF

liefert den Rohstoff STYROPOR.

Auf Wunsch senden wir Ihnen gern

Anschriften von Verarbeiterfirmen.

Senden Sie uns bitte diesen Kupon. ▶

BASF

2049

AOA-WERBUNG "A 3"

Badische Anilin- & Soda-Fabrik AG
LUDWIGSHAFEN AM RHEIN

Wir interessieren uns für STYROPOR und bitten um Anschriften von Verarbeiterfirmen.

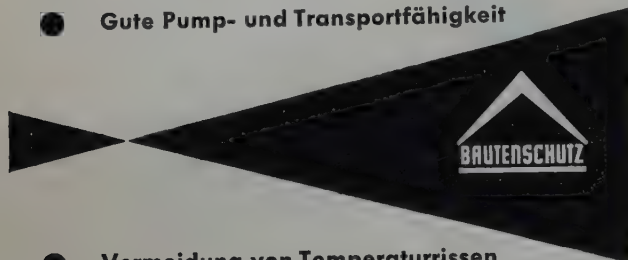
Name: Anschrift:

Beruf oder Firma:

MURASIT- VERZÖGERER wirkt auch als Betonverdichter

wesentlich verbesserte Betonqualität

- Keine Arbeitsfugen
- Höhere Verdichtungswilligkeit
- Geringere Entmischungsneigung
- Gute Pump- und Transportfähigkeit



- Vermeidung von Temperaturreissen
- Homogenes Betongefüge
- Hohe Wasserdichtigkeit
- Verbesserte Aggressiv- und Frostbeständigkeit
- Stark verringerte Ausblühneigung
- Überraschend hohe Druckfestigkeit
- Weiter Dosierungsbereich
- Schutz gegen Korrosion

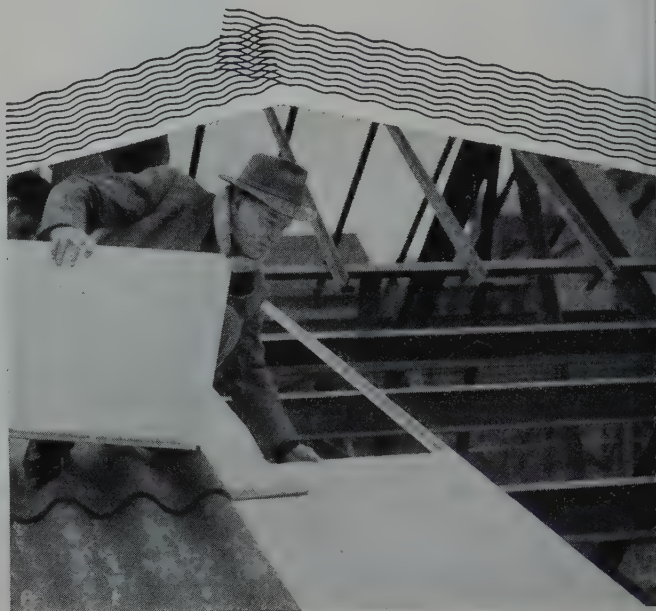
MURASIT-VERZÖGERER mit den Eigenschaften eines guten Betonverflüssigers

auch für Spannbeton zugelassen!

Ausführliche Druckschriften
über MURASIT-VERZÖGERER auf Anforderung

Organa-Bautenschutz-GmbH · Bochum-Gerthe · Postfach 29
Gebrüder Mayer · Fabrik chem. Baustoffe · Berkheim/Esslingen/N

CORBLANIT WELLDACH-ISOLIERSYSTEM



CD 160

Ein Tip zur neuen Bau-Saison!

Die konstruktiv- und wirtschaftlich ausgereifte Lösung für den Wärme- und Schweißwasserschutz von Wellasbestzementdächern — das CORBLANIT-Welldach-Isoliersystem — interessiert den Planer am Beginn der neuen Bau-Saison besonders!

Von allen Gesetzen der Statik unbelastet, läßt sich das leichte CORBLANIT-Welldach-Isoliersystem Zug um Zug mit der Dacheindeckung bei geringem Lohnaufwand montieren. Industrie- und Lagerhallen, Wohnhäuser und landwirtschaftliche Bauwerke erhalten so den erforderlichen Wärmeschutz, genau auf die Betriebsbedingungen zugeschnitten. Der große Wärmedurchlaßwiderstand von CORBLANIT (aus Styropor der BASF) verhilft zu geringen Isolierdicken. Bei Verwendung von CORBLANIT NE — schwer entflammbar — entspricht die Isolierung den Anforderungen der DIN 4102.

Lassen Sie sich die ausführliche Arbeitsmappe mit einem Konstruktionsmuster kostenlos und unverbindlich kommen. Es lohnt sich, sie für die Planung zur Hand zu haben.



RHEINHOLD & MAHLA GMBH
ABT. ISOLIERBAUSTOFFE
Stammhaus Mannheim · Augusta-Anlage 3

GUTSCHEIN

Senden Sie Ihre Arbeitsmappe und ein Konstruktionsmuster des CORBLANIT-Welldach-Isoliersystems an: **D 5**

NAME

ADRESSE

Konkrete Vorschläge erwünscht für die Isolierung von (z. B. Industriehalle, Lagerhaus usw.) mit

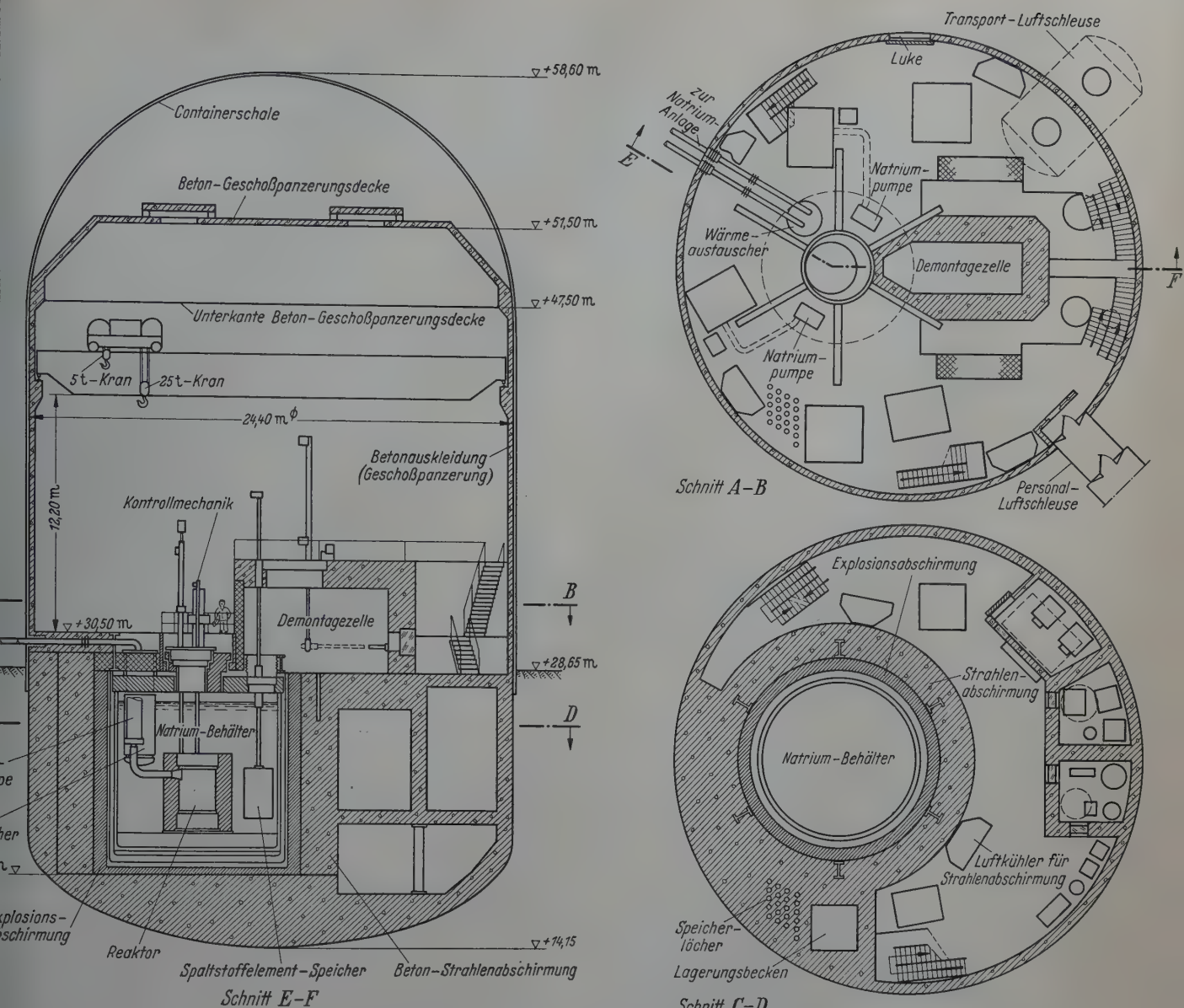


Abb. 4. Schnitte durch den EBR-II-Container [4].

durch die freie Natriumoberfläche (s. Abb. 3) um mehr als zwei Größenordnungen reduziert. Die Hauptkomponenten des auf den Boden des Behälterdeckels ausgeübten Druckes sind ein argongas-Stoßwellendruck von 0,4 atü und ein zeitlich nicht damit zusammenfallender Druckstoß des hochgeschleuderten Natriums von 2,5 atü.

Beim Auftreffen der Rest-Stoßwelle würde die Wandung des Natriumbehälters unmittelbar zerreißen und die zu 59 m/s ermittelte Materialgeschwindigkeit des flüssigen Natriums annehmen. Die durch die Luft in dem ringförmigen Zwischenraum zwischen der äußeren Behälterwandung und der Explosionsabschirmung übertragene Stoßwelle ist vernachlässigbar gegenüber der kinetischen Energie von auf die Explosionsabschirmung auftreffenden Behälterfragmenten und Natrium, die einen Druckstoß von 104 bar ausüben.

Für die Abschwächung von Explosionsdruckwellen beim Sicherheitseinschluß von Kernreaktoren ist die Anordnung einer explosionsabschirmung bestehend aus alternierenden Schichten von absorbierendem und reflektierendem Material als besonders wirksam ermittelt worden [9] [10]. Als Absorber kommen Materialien mit geringer Festigkeit in Frage. Zwischen den Absorberschichten werden Stahlplatten eingelegt, um ein örtliches Durchbrechen der Energie zu verhüten, und um einen Teil der Energie zu reflektieren und die Stoßwellenfront abzuweichen.

Die maximale Umwandlung mechanischer Energie in Verformwärme kann erreicht werden, wenn in Anpassung an die Druck-Abstandskurve in den aufeinanderfolgenden Absorberschichten Materialien mit jeweils abnehmender Zerstörungs-

grenze verwendet werden. Eine Änderung der Art des absorbierenden Materials ist an jeder Stelle erforderlich, wo der übertragene Druck unter die Zerstörungsgrenze des jeweiligen Absorber-Materials fällt.

Im vorliegenden Falle schließen die möglichen hohen Temperaturen und das verhältnismäßig starke Strahlungsfeld die Verwendung organischer Stoffe als Absorbermaterial aus. Die Eignung verschiedener Arten von Leichtbeton als Stoßwellen-Absorptionsmaterial wurde in einer Reihe von Explosionsexperimenten untersucht. Für die Explosionsabschirmung zum Schutze der Stahlbetonwandung des Sicherheitsbehälters wurden drei Schichten absorbierenden Materials verwendet: eine innere 22 cm dicke Vermiculitbeton-Schicht, eine 22 cm dicke Gasbeton-Schicht und eine 20 cm dicke Schicht Celotex, das die niedrigste Zerstörungsgrenze der drei Materialien aufweist. Die Innenflächen der Absorberschichten werden durch 12 mm bzw. 10 mm Stahlblech verkleidet (Abb. 6). Der einfallende Spitzendruck von 104 bar wird durch die einzelnen Absorberschichten auf 21 bar, 4,3 bar und 1,0 bar abgeschwächt, so daß die Stoßwellenbelastung des primären Sicherheitsbehälters sehr gering ist. Obwohl der durch eine 136 kg TNT-Explosion hervorgerufene, auf die zylindrische Wandung einfallende Spitzendruck nach der Berechnung nur 1,0 atü beträgt und die auf die Behälterdecke auftreffende Stoßwelle einen Spitzendruck von nur 2,5 atü hervorruft, wurde — den verschiedenen in der Ermittlung der dynamischen Druckbeanspruchung enthaltenen Unsicherheitsfaktoren Rechnung tragend — der Bemessung des primären Sicherheitsbehälters ein statischer Innendruck von 5,3 atü zugrunde gelegt. Da die Steifigkeitsanforderungen und die Strahlenab-

schirmungserfordernisse ohnehin zu einer sehr massiven Konstruktion führen würden, bedeutet der in der Belastungsannahme verwendete hohe Sicherheitsfaktor keinen großen Mehraufwand für die Konstruktion.

Abb. 6 zeigt einen Horizontalschnitt durch die Wandung des primären Sicherheitsbehälters. Die Stützen der stählernen Tragkonstruktion sind radial um 5 cm in den Beton zurückgesetzt, und haben eine weitere Luftlücke am äußeren Flansch. Diese Isolierung der Stützen läßt bei einer evtl. Überlastung wesentliche Auswärtsbewegungen der Behälterwandung ohne Eintragung von Seitenlasten in die Stützen zu. Bei der Bewehrung der zylindrischen Betonwand wurde die Festigkeit des Betons nicht mit berücksichtigt. Bei einer Zugfestigkeit des

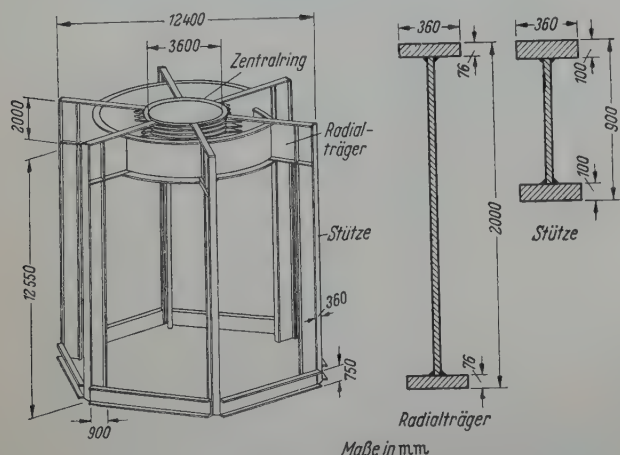


Abb. 5. Tragkonstruktion des primären Sicherheitsbehälters [12].

Bewehrungsstahles von 4,2 t/cm² wurde die zulässige Spannung mit nur 1,4 t/cm² angesetzt.

Die Deckenkonstruktion des Sicherheitsbehälters besteht aus sechs radialen, 200 cm hohen, geschweißten Blechträgern (Abb. 5), die durch einen zentralen Ringträger (3,6 m Dmr.) für den Einsatz des drehbaren Abschirmungspflokes und durch einen Aussteifungs-Ringträger von 8,2 m Dmr. miteinander ver-

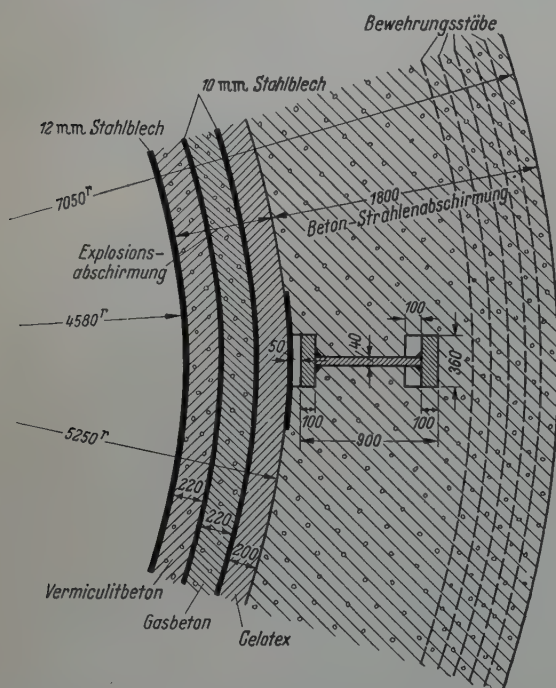


Abb. 6. Querschnitt durch die zylindrische Wandung des primären Sicherheitsbehälters mit der Explosionsabschirmung [8].

bunden sind. In diese von sechs auf einem Kreisumfang von 12,4 m Dmr. angeordneten Stützen getragene Hauptkonstruktion sind zahlreiche Nebenträger eingeschweißt, an die zahlreiche Komponenten des primären Reaktorsystems angehängt sind. An die Unterseite der Tragkonstruktion ist eine 2,5 cm dicke Stahlplatte angeschweißt. Die unteren 95 cm der Deckenkonstruktion sind mit Schwerbeton zur Strahlenabschirmung ausgefüllt, der obere 105 cm hohe Abschnitt enthält Rohrleitungspassagen und

weiteres Abschirmungsmaterial. Wegen der Stoßwellendämpfung durch die Argongasschicht über dem Natriumspiegel erübrigt sich eine besondere Explosionsabschirmung für die Deckkonstruktion. Der Boden des Sicherheitsbehälters ist eine massive bewehrte Betonkonstruktion in der ein Ring von mit den Stützen (Zugstangen) verbundenen Verankerungsträgern eingebettet ist. — Die zulässige Spannung in der Tragkonstruktion aus USS Carilloy T-1 Stahl (Zugfestigkeit: 7,4 t/cm²) wurde zu 3,2 t/cm² angesetzt.

Natrium-Luft-Reaktion [4—7]

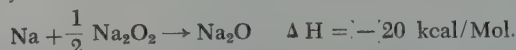
Durch eine schwere nukleare Exkursion oder bei einem Versagen von Rohrleitungen oder Apparaten des Wärmeabfuhrsystems kann heißes Natrium aus einem der Flüssigmetall-Kreisläufe in das Reaktorgebäude freigesetzt werden. Das Wasser oder anderes hochgradig reaktives Material nicht in hinreichender Menge im Container zugelassen wird, um eine potentielle Gefahr darzustellen, besteht die einzige Reaktion, die für die Steigerung von Druck und Temperatur innerhalb des Containers von Bedeutung ist, in der Verbrennung des Natriums in der Container-Atmosphäre.

Maßgebend für die Geschwindigkeit des Reaktionsablaufes ist der physikalische Mischungsprozeß der reagierenden Phasen. Daher ist der ernsteste Fall der Berührung von Natrium mit Luft explosionsartiger Auswurf von heißem Natrium in die Containeratmosphäre. Die Natrium-Luft-Reaktion läuft ab, während sich die fein dispergierten Natriumtröpfchen im Fluge befinden. Bei gegebenen Temperaturbedingungen ist die Reaktionsgeschwindigkeit eine Funktion der Menge und Verteilung des in die Container-Atmosphäre versprühten Natriums und der Geschwindigkeit und Größe der Natrium-Partikel. Es ist offenbar, daß nur im Falle einer hochenergetischen Ejektion eine sehr großen Menge wirksam dispergierten Natriums die Bedingungen für die maximale theoretische Reaktionsgeschwindigkeit angenähert werden können.

Die vorherrschende Reaktion, die bei Mischung fein verteilten geschmolzenen Natriums mit Luft eintritt, ist:



diese Reaktion schreitet fort bis sämtlicher Sauerstoff verbraucht ist, bevor zusätzliches Natrium das Natriumperoxyd zu Natriummonoxyd reduziert:



Gegenwart von Wasserdampf in der Anfangsphase der Reaktion resultiert in der Bildung von Natriumhydroxyd:



Auf der Grundlage der aus diesen exothermen Reaktionen abgeleiteten Energiewerte sind theoretische maximale Druck- und Temperaturkurven für den EBR-II-Container berechnet worden. Diese in Abb. 7 dargestellten Kurven stellen die theoretisch maximal erreichbaren Drücke und Temperaturen als Funktion der Menge des in die Container-Atmosphäre ausgeworfenen Natriums dar, unter Zugrundelegung 100 %iger Reaktion von Natrium oder Sauerstoff, je nachdem welche von beiden Phasen begrenzend ist. Wärmeverluste durch Wärmeübertragung auf die Containerschale sind nicht berücksichtigt. Wie in Abb. 7 angegeben, gibt es drei Reaktionszonen: Zone I ist die Peroxyd-Reaktion vorherrschend, die Reaktionwärme verteilt sich auf Stickstoff, Natriumperoxyd und Res Sauerstoff. Zone II stellt den Bereich der Peroxyd-Reduktion durch zusätzliches Natrium dar, wobei sich die zusätzliche Reaktionswärme auf Stickstoff, Natriumperoxyd und -monoxyd verteilt. In Zone III ist sämtlicher Sauerstoff zu Natriummonoxyd kombiniert; zusätzliches Natrium reagiert nicht mehr. In dieser Zone ist die Wärmekapazität des Überschuß-Natrium wirksam in der Reduzierung der Gesamtsystem-Temperatur.

Die in Abb. 7 dargestellten Kurven gelten für ein ideales System mit unendlich kleinem Reaktionsintervall und stellen daher eine obere Grenze für die Reaktionsbedingungen im tatsächlichen Systems dar. In einem realen System laufen Misch- und Reaktionsvorgänge in einem diskreten Zeitintervall ab. Während dieser Reaktionsperiode treten durch das Ansteigen der atmosphärischen Temperatur bedeutende Wärmeverluste zur kalten Containeroberfläche ein. Weitere Wärmeverluste resultieren aus der unvollständigen Reaktion des durch die Lu gesprühten Natriums. Das nicht in Reaktion getretene Natrium absorbiert nicht nur Wärme, sondern trägt beim Auftreffen auf die Containerschale zur Wärmeübertragung von der Atmosphäre auf die Wandung bei. Die Misch- und Reaktionsprozesse im tatsächlichen Fall haben einen zu komplexen Ablauf, um ei

Vollständige thermodynamische Berechnung der atmosphärischen Druck- und Temperatureffekte gestatten. Bei Einführung von den Rechnungsgang wesentlich vereinfachenden Annahmen kann man jedoch von einer derartigen Rechnung keine schlüssigen Ergebnisse mehr erwarten. Realistische Werte von in Containerhalten eintretenden Temperatur- und Druckwirkungen können daher nur durch Extrapolation der Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen gewonnen werden.

Bei Experimenten, bei denen heißes Natrium explosionsartig als feine Sprühung in luftgefüllte zylindrische Reaktionsbehälter von 9 m Dmr. und 3,0 m Höhe eingebracht wurde, wurden momentane Spitzendrücke von 6 atü erzielt. Dieser Druck stellt das Maximum aus einer Reihe von Experimenten dar, die einen weiten Bereich von Bedingungen umfassen. In allen Fällen lagen die erhaltenen Drücke und Temperaturen beträchtlich unter den Ergebnissen der theoretischen Berechnung für das ideale System. Die experimentell ermittelten Druck- und Temperaturwerte sind unter Multiplizierung des Maßstabes der Abszisse mit dem Verhältnis des Containervolumens zum Reaktionsbehältervolumen in Abb. 7 übertragen. Die Art der Natrium-Ejektion, der Bereich der Menge des ejizierten Natriums und der Bereich der in der experimentellen Untersuchung verwendeten Ejektionsenergie entsprechen der explosiven Ejektion von 1300 bis 500 kg Natrium mit Ejektionsenergien von 10^4 bis $14 \cdot 10^4$ kcal (äquivalent 40 bis 140 kg TNT) in einem Behälter von der Größe des EBR-II-Containers.

Bemessungsgrundlagen und Konstruktionseinzelheiten der Containerschale [4] u. [8]

Der Zweck des primären Sicherheitsbehälters besteht in dem Anschluß der Wirkungen eines Durchgehens der Kernkettenreaktion. Wenn das primäre Einschlußsystem einer nuklearen Exkursion ohne zu brechen widersteht, können nur geringe Mengen Natrium austreten und mit dem Sauerstoff der Gedeatmosphäre in chemische Reaktion treten; der resultierende Druckanstieg im Gebäude wäre unwesentlich. Wenn aber der extrem unwahrscheinliche Fall einer nuklearen Exkursion mit einer Energiefreisetzung von hinreichender Größe zur Zerstörung des primären Sicherheitsbehälters eintritt, können bedeutende Mengen Natrium mit großer Energie ausgeworfen werden. Die aus den exothermen chemischen Reaktionen zwischen Natrium und Luft resultierende Energiefreisetzung kann die vorausgehende nukleare Energiefreisetzung um ein Vielfaches übersteigen.

Die Funktion der das primäre Einschlußsystem und die übrigen Komponenten der Reaktoranlage gasdicht umschließenden Containerschale besteht in dem Einschluß der Wirkungen der möglichen Natrium-Luft-Reaktion, so daß bei einer Reaktor katastrophe ein Austritt von Spaltprodukten und Plutonium in die Umgebung mit Sicherheit verhindert wird. Der Container des EBR-II ist eine vertikale Zylinderschale mit hemisphärischer Kuppel und hemiellipsoidem Boden (Abb. 4). Der Innendurchmesser beträgt 24,4 m, die Gesamthöhe ist 44,5 m, wovon sich 5 m unter der Geländeoberfläche befinden. Für den Bau der Schale wurde ASTM Grade B Fire Box Quality Kohlenstoffstahl verwendet. Die Schale ist für einen Innendruck von 1,7 atü bemessen bei einer höchstzulässigen Stahlspannung von 60 kg/cm². Die Blechdicke im zylindrischen Abschnitt und im Bodenteil beträgt 25 mm, in der Kuppel ist sie 12 mm. 10 % der Länge der Schweißnähte, einschließlich alter Nahtkreuzungen, wurde radiographisch untersucht. Die pneumatische Druckprobe wurde auf einer Druckstufe von 2,1 atü durchgeführt. Die Dichtigkeitsprüfung mußte den Nachweis bringen, daß bei einem Innendruck von 1,7 atü eine Luftausströmung von 1 m³/Tag nicht überschritten wird.

Vollständig im Natriumbehälter untergetauchte Komponenten des Reaktorsystems stellen keine die Integrität der Containerschale gefährdenden Geschosse dar, da sie durch das Natrium stark gebremst und darauf von dem primären Sicherheitsbehälter ohne weiteres gestoppt würden. Da sämtliche Natrium- und Argon-Rohre in der Decke des primären Sicherheitsbehälters horizontal verlaufende Abschnitte erhalten, die 60 cm Schwerbeton überdeckt werden, stellen die den

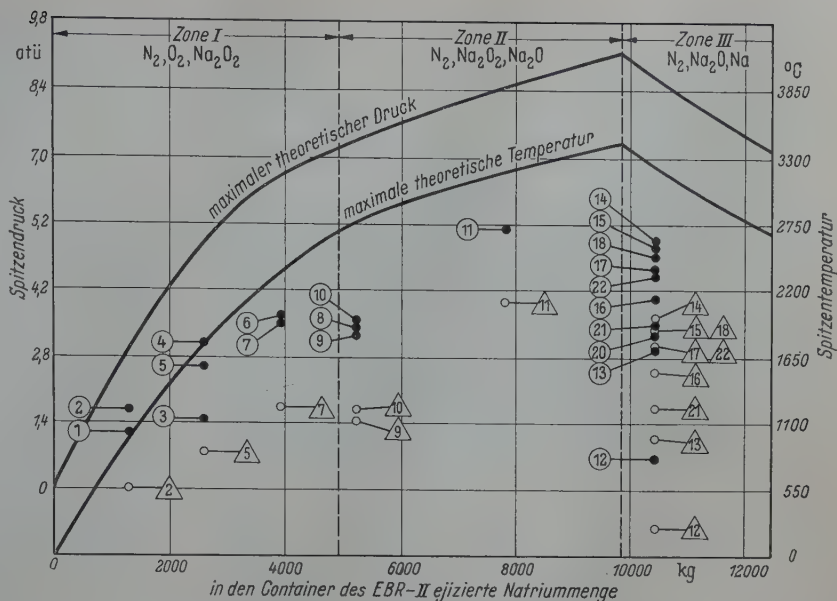


Abb. 7. Spitzendruck und Spitzentemperatur als Funktion der explosiv in den EBR-II-Container ejizierten Natriummenge [6]. Die Kurven stellen theoretisch ermittelte maximale Spitzendrücke und -temperaturen dar, auf der Grundlage der Annahme 100 %iger augenblicklicher Reaktion von Natrium oder Sauerstoff, je nachdem, welche Stoffmenge begrenzend ist. Die aufgetragenen Punkte stellen die proportional dem Verhältnis von Containervolumen zu Experimentier-Reaktionsgefäßvolumen übertragenen Versuchswerte dar: ○ = experimentell ermittelter Spitzendruck (gemessen). Versuch i. △ = experimentelle Spitzentemperatur (errechnet aus gemessenem Spitzendruck). Versuch i.

Sicherheitsbehälter durchdringenden Rohre ebenfalls keine potentiellen Geschosse dar. Von den Komponenten und Mechanismen, die sich durch die Decke des primären Sicherheitseinschlusses in den Natriumbehälter erstrecken, besitzen die Kontrollstab-Antriebsschäfte das größte Potential zu geschosartiger Ejektion, da sie direkt an das potentielle Explosionszentrum heranreichen und ihre Achse mit der Richtung der Stoßwellenfortpflanzung im Natrium übereinstimmt. Eine geringfügige Verklemmung durch Biegebeanspruchung würde aber bereits zur Festhaltung ausreichen. Unter Zugrundelegung der denkbar pessimistischsten Annahmen wurde die maximale Ejektionsgeschwindigkeit zu 21 m/s ermittelt, was in einer Steighöhe des Schaftes von 23 m über den Natriumspiegel resultiert. Der kürzeste vertikale Abstand von der Natriumoberfläche zur Containerschale beträgt dagegen fast 30 m, so daß eine Panzerung der Containerschale theoretisch nicht erforderlich ist. Sicherheitshalber wurde jedoch eine Stahlbetonaukleidung der Containerschale zum Schutz gegen mögliche Geschosse vorgesehen (Abb. 4).

Eine direkte Extrapolation der Experimentier-Reaktionsbehälterwerte auf den Container, die allein das Volumenverhältnis berücksichtigt, liefert keinen zuverlässigen Anhalt für die Festsetzung der Bemessungsgrundlage für die Containerschale. Die effektive Wärmeübertragungsgeschwindigkeit auf die Containerwandung wäre wegen des viel größeren mittleren Durchmessers der Containerschale vergleichsweise geringer als bei dem Reaktionsbehälter, und der Innendruck würde aus diesem Grunde höher liegen. Wegen der, verglichen mit dem Reaktionsbehälter, bedeutend geringeren relativen Wärmekapazität der Containerschale wären höhere Wandtemperaturen, entsprechend reduzierte Wärmeübertragungsgeschwindigkeiten und ein langsamerer Druckabfall in der Container-Atmosphäre zu erwarten. Diese, eine Drucksteigerung gegenüber den experimentellen Werten verursachenden Einflüsse, treten jedoch in ihrer Bedeutung vor anderen Einflüssen zurück, die es unwahrscheinlich machen, daß der in dem EBR-II-Container infolge einer Natrium-Luft-Reaktion entstehende maximale Druck sich den experimentell erhaltenen Werten nähert.

Nach Abb. 7 wäre der explosive Auswurf von 6400 bis 10 500 kg Natrium von 400°C TNT mit einem Ejektionsenergieäquivalent von 80 bis 140 kg TNT erforderlich, um einen Containerinnendruck von 5,3 bis 5,6 atü zu erzeugen. Dem Eintreten einer nuklearen Exkursion, deren Wirkungen die Grenztragfähigkeit des primären Einschlußsystems so weit übersteigen, daß eine wesentliche Energie für die explosionsartige Ejektion großer Mengen Natrium verfügbar wird, kann eine extrem geringe Wahrscheinlichkeit zugeordnet werden. Wird dennoch die

Freisetzung von Ejektionsenergieäquivalenten von 80 bis 140 kg TNT postuliert, so ist damit eine so wirksame Verteilung und Dispersion des in die Container-Atmosphäre ejizierten Natriums, wie sie bei den Experimenten (unter beträchtlichen Schwierigkeiten) erreicht wurde, nicht möglich. Der Dispersionsvorgang im Container wäre wegen der Größe des Containervolumens und der Behinderung durch die Innenkonstruktion vergleichsweise sehr unvollkommen.

Als Bemessungsgrundlage für die stählerne Containerschale des EBR-II wurde angenommen, daß der Auswurf von 1400 kg Natrium in hochwirksamer Dispersion oder beträchtlich größerer Mengen Natrium mit geringerem Dispersionsgrad eine reale Möglichkeit darstellt. Das bedeutet eine Reaktionsenergiefreisetzung von 4540 kg TNT-Äquivalent und würde gemäß Abb. 7 einen Spitzendruck von 1,7 atü und einen zugehörigen Wert der Gastemperatur von etwa 650°C hervorrufen. Dem Entwurf der Stahlschale wurde ein höchstzulässiger Spannungswert von 1050 kg/cm² für den Bemessungsdruck zugrunde gelegt. Die zulässige Spannung bleibt bis zu einer Temperatur von 340°C, den die maximale Schalentemperatur unter den genannten Bedingungen nicht erreichen würde, konstant. Die Zugfestigkeit des für den Bau der Containerschale verwendeten ASTM 201 Grade B Fire Box Quality Kohlstoffstahls liegt bei 4200 kg/cm², so daß für den Bemessungsdruck ein Sicherheitsfaktor von etwa 4 vorliegt. Bei nicht zu hoher Metalltemperatur könnte die Containerschale somit auch dem aus den experimentellen Werten direkt extrapolierten maximalen Innendruck von 5,6 atü widerstehen.

Die einem solchen Innendruck entsprechende Gastemperatur liegt bei 2150°C, sie ist allerdings nur über einen sehr kurzen Zeitabschnitt wirksam. Der Einfluß der kurzzeitigen Wirkung derartiger hoher Temperaturen auf die Stahlbetonauskleidung der Containerschale kann nicht genau angegeben werden, und eine Abschätzung der maximalen örtlichen Temperaturen in der Schale stößt damit auf Schwierigkeiten. Als Anhaltspunkt kann aber eine maximal mögliche durchschnittliche Schalentemperatur ermittelt werden. Die bei der schwersten hypothetischen Natrium-Luft-Reaktion freigesetzte gesamte Wärmeenergie beträgt $1,3 \cdot 10^7$ kcal, äquivalent 13 000 kg TNT. Ungefähr 50% der Gesamtenergie werden anfänglich von den Reaktionsprodukten gebunden; nach Ausbreitung der Partikel aus der Container-Atmosphäre überträgt sich ein großer Teil dieser Wärmeenergie auf den Boden der Innenkonstruktion und geht damit für die direkte Erwärmung der Containerschale verloren. Eine stark im ungünstigen Bereich liegende Schätzung der durchschnittlichen Schalentemperatur gründet sich auf folgende Annahmen: 1. Kein Anteil der verfügbaren Wärmeenergie wird von der Betonauskleidung absorbiert; 2. die gesamte verfügbare Wärmeenergie wird von dem oberhalb des Betriebsdecks liegenden Teil der Containerschale aufgenommen; 3. die verfügbare Energie beträgt 75% der freigesetzten Gesamtenergie. Der auf der Grundlage dieser pessimistischen Annahmen errechnete resultierende durchschnittliche Temperaturanstieg der Schale beträgt 165°C, die maximale durchschnittliche Schalentemperatur liegt damit bei 200°C. Da die Stahlschale ihre Festigkeit bis zu einer Temperatur von 340°C beibehält, könnte sie auch der

aus der hypothetisch schwersten Natrium-Luft-Reaktion resultierenden Beanspruchung widerstehen. — Mit Absinken der Gastemperatur bildet sich ein Unterdruck im Container, an dem ein automatisches Stickstoffzuführungssystem hält jedoch die maximale Druckdifferential auf weniger als 0,07 atü begrenzt.

Dipl.-Ing. Thomas Jaeger, Berlin

Literatur:

1. L. J. Koch, H. O. Monson, W. R. Simmons, M. Levenson, F. Verber, E. Hutter, R. A. Jaross, T. R. Spalding, J. R. Simanton und A. Lovoff: Construction Design of EBR-II. An Integrated Unmoderated Nuclear Power Plant. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. September 1958, Paper No. A/CONF. 15/P/1782.
2. G. J. Bernstein, J. E. A. Graae, M. Levenson und J. Schraidt: Design for a Remotely Operated Facility for High Temperature Processing of Spent Reactor Fuel. Proceedings of Sixth Hot Laboratories and Equipment Conference, Chicago, 19.—21. März 1958, S. 39—53.
3. M. Levenson, G. Bernstein, J. Graae, L. F. Coleman, D. C. Hampson und J. H. Schraidt: The Pyrometallurgical Process and Plant for EBR-II. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. September 1958, Paper No. A/CONF. 15/P/541.
4. L. J. Koch, H. O. Monson, D. Okrent, M. Levenson, W. R. Simmons, J. R. Humphreys, J. Haugsnes, V. C. Jakus und W. B. Loewenstein: Hazard Summary Report; Experimental Breeder Reactor II (EBR-II). Report ANL-5719, Argonne National Laboratory, Lemont, Illinois, Mai 1957.
5. Th. Jaeger: Postulierte Schadensfälle an Kraftwerksreaktorsystemen als Grundlage für die Bemessung von Containern. Bauingenieur 33, (1958), S. 471—475.
6. J. R. Humphreys, Jr.: Sodium-Air Reactions as They Pertain to Reactor Safety and Containment. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. September 1958, Paper No. A/CONF. 15/P/1893.
7. H. M. Saltsburg: Metal-Water Reactions. Report KAP-1495, Knolls Atomic Power Laboratory, Schenectady, New York, 2. April 1956.
8. H. O. Monson und M. M. Sluyter: Containment of EBR-II. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. September 1958, Paper No. A/CONF. 15/P/1892.
9. F. B. Porzel: Design Evaluation of BER (Boiling Experimental Reactor) in Regard to Internal Explosions. Report ANL-5666, Armour Research Foundation of Illinois Institute of Technology, Januar 1957.
10. F. B. Porzel: Some Hydrodynamic Problems in Reactor Containment. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. September 1958, Paper No. A/CONF. 15/P/434.
11. W. R. Wise, Jr.: Calculation of the Energy Absorption Potential for the Blast Shield of the Argonne National Laboratory Nuclear Reactor EBR-II. Report NAVORD-4470, U. S. Naval Ordnance Laboratory, White Oak, Maryland, 1957.
12. R. W. Seidensticker und S. H. Fistedis: Design of EBR-II Primary Tank Support Structure. Nuclear Engineering & Science Conference, Chicago, 17.—21. März 1958, Preprint 73.
13. M. Grotenhuis, H. I. Kraig und A. E. McCarthy: EBR-II Shield Design Calculations. Reactor Engineering Division Quarterly Report, Report ANL-5571, Section I, Juli 1956.

DK 624.916 : 69.024.5 : 725.826.4 (047.6)

Hängedach für eine Hockey-Spielhalle

Die stützenfreie Halle der Yale-Universität (Connecticut, USA) beträgt 69,53/55,78 m und enthält bei 60,35/25,91 m großer Spielfläche noch 3000 Sitzplätze (Abb. 1).

Zwischen dem Hauptbogen und den gekrümmten Außenwänden sind die Dachhaut tragende Querkabel von 24 mm

Stärke in 1,83 m Entfernung angeordnet. In jeder Dachhälfte liegen ferner 9 Längskabel, die nach Aufbringen der hölzernen Dachschalung vorgespannt werden; sie verbinden die Querkabel und zwar sind 4 zwischen den Außenmauern, 3 zwischen den gekrümmten im Bereich der Bogenwiderlager eingebauten Verstüpfungs-fachwerken und 2 zwischen zugeordneten Punkten der Bögen vorhanden und liegen in 15,2 cm langen Rohrstützen oberhalb der Querkabel.

Die Länge des Hauptbogens einschl. der Kragarme über den Eingangsrampen beträgt 101,49 m, die Höhe über der Spielfläche

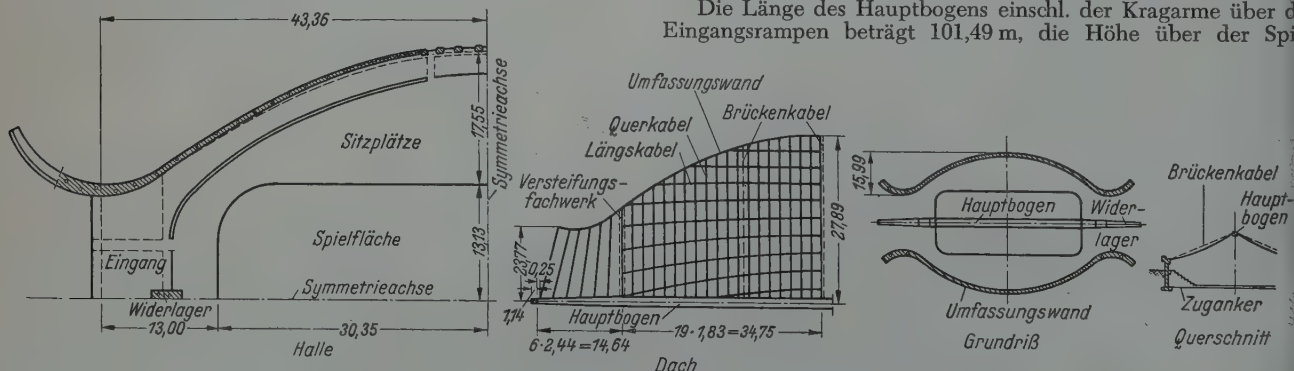


Abb. 1. Grundriß der Halle und des Daches.

sche 22,86 m. Der Scheitelquerschnitt ist 152/90 cm groß, Höhe und Breite nehmen gegen die Widerlager zu. Der Bogen ist auf der Seite durch 3 Kabel von je 44 mm Stärke mit den Außenmauern verankert. Die Bogenform ist im mittleren Bereiche parabolisch und an den Enden korbbogenartig ausgebildet. Sämtliche Kabel sind verzinkte Brückenkabel und in ihren Enden für Einbau und Vorspannen entsprechend gestaltet.

Die Dachhaut besteht aus 20,3/5,1 cm großen gespundeten Brettern, die auf zwei 15,2/5,1 cm starken Latten angenagelt werden (Abb. 2), die mit den Kabeln verbunden sind. Da der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes je nach Feuchtigkeit schwankt, ist die Dehnbarkeit der Dachhaut veränderlich und kann rechnerisch nicht vorhergesehen werden, wie dies bei monolithischer Ausbildung der Fall ist. Es ist jedoch sicher, daß die hölzerne Dachhaut Einzelkräfte verteilt und beiträgt, Schwingungen zu vermindern. Die Querkabel nehmen sämtliche Dachlasten auf und es wird ihr Verlauf nach dem Quadrat ihrer Spannweiten bemessen. Bei gleichmäßiger Belastung ist daher die waagerechte Zugkraft in allen Kabeln gleich groß. Die bereits erwähnten Längskabel wirken als Verteiler; ihre Vorspannung mit 60 v. H. der errechneten größten Spannung verstärkt nicht nur deren Verteilende Wirkung, sondern vorbelastet auch die Dachhaut. Diese Vorbelastung von etwa 49 kg/m² vermindert Schalgeräusche und ist auch für die Stabilität des Tragwerkes von großer Wichtigkeit.

Die äußeren Umfassungswände des Bauwerkes haben die Aufgabe, die Zugkräfte der Querkabel und den Erddruck aufzunehmen, der durch Auffüllung des Geländes entsteht, das in der Mitte auf 10 m ansteigt. Die größte Belastung in allen Teilen der Außenmauer tritt bei Vollast des Daches auf. Ungleichmäßig verteilte Lasten ruft stellenweise ungünstigere Lastfälle hervor, die jedoch durch die Vorbelastung beseitigt werden. Bei Vollast des Daches sind die Zugkräfte aller Kabel gleich groß und betragen 250 kg/cm². Die monolithisch ausgebildeten in Form und Höhe unterschiedlichen gekrümmten Umfassungswände können als Stützmauern von 15,85 m Höhe oder kräftige Schalen angesehen werden. Jede Mauer wird gekrönt durch eine 2,13 m breite und 8 cm starke schräg liegende Platte, die einen nahezu waagrecht liegenden Parabelbogen darstellt, in welchem die Dachkabel verankert sind (Abb. 3). Da diesem Bogen die Unterstützung in den Endpunkten fehlt, müssen die eingetragenen Kräfte auf die Wände übergeleitet werden. Die Kopfplatte wirkt hierbei lastverteilend auf die Membran- und Querkkräfte und verursacht die Ableitung wie in einem Kragbalken. Die auftretenden erheblichen Biegemomente konnten durch Einspannung der Mauerenden in die zwei Geschoßpodeste an den Eingängen verringert und gegen seitliche Verschiebungen gesichert werden.

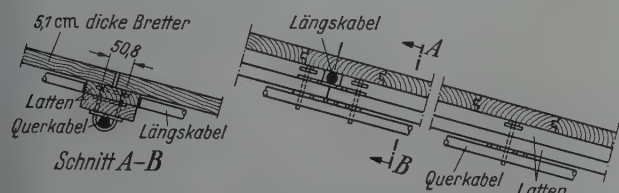


Abb. 2. Ausbildung der hölzernen Dachhaut.

Die Außenmauer ist auf einer 2,13 m breiten und 51 cm starken durchlaufenden Platte gegründet. Die Hauptaufgabe der Gründung besteht in der Aufnahme der Querkkräfte. Mit Ausnahme des mittleren Teiles ist die ständige Last infolge Eigengewicht und Aufschüttung so beträchtlich, daß die Reibung genügend groß ist, um Bewegungen in der Gründung zu verhindern. Der mittlere Teil wird durch drei von Mauer zu Mauer reichende Zuganker zusammengehalten.

Die Kabelverankerung muß neben den üblichen Auflagerkräften die waagerechte Seitenkraft des Kabelzuges aufnehmen, die ein mehrfaches des lotrechten Druckes ist. Gegen derartige Einwirkung ist der Bogen sehr empfindlich. Die waagerechten Kräfte, die auf den Hauptbogen wirken, werden wie folgt aufgenommen: 1. durch die vorgespannten Längskabel. Auf der Außenseite vermindern Schnee und Wind den Kabelzug, auf der Innenseite verstärken sie ihn. 2. durch die drei im mittleren Bereich befindlichen vorgespannten Brückenkabel und 3. durch den Bogen selbst, der als gekrümmter Balken wirkt. Zur Vereinfachung der Rechnung wurden zunächst die Spannungen in den drei Versteifungskabeln und im Bogen infolge ungleichmäßiger Dachlast ermittelt und die Wirkung der Längskabel getrennt behandelt. Sodann wurde eine ermäßigte Belastung für die Kabel und den Bogen errechnet. Die größte Zugkraft der Versteifungskabel ergab sich aus der gleichen Formänderung für Kabel und Bogen in den Schnittpunkten. Mit den so erhaltenen



Abb. 3. Hauptbogen und Außenmauern nach Fertigstellung.

waagerechten Kräften wurden die Spannungen aus Biegung, Verdrehung und Schub für den stellvertretenden gekrümmten Balken ermittelt und mit den aus der Bogenwirkung sich ergebenden zusammengesetzt. Die größte Dachlast einschl. Schnee beträgt 146 kg/m², wobei Winddruck für eine Geschwindigkeit von 45 m/sec berücksichtigt ist.

Die Ausschachtung für die Gründungen erfolgte längs des Umfanges des Bauwerkes, wobei eine blockartige „Insel“ in der Mitte belassen wurde, die zur Verringerung der Lehrgerüsthöhe diente. Die Umfassungswände ruhen auf grobem Kies, die Bogenwiderlager auf weichem Fels in etwa 11,85 m Tiefe.

Die Gründung des Bogens der Außenmauern und die Widerlager wurden in drei Abschnitten mit anschließendem Verfüllen und Verdichten der Bodenmassen vorgenommen. Für den Hauptbogen wurde bis auf die Enden, wo hölzerne Rüstung vorhanden war, ein Stahl-Lehrgerüst aufgestellt. Der Beton des Bogens wurde in vier Abschnitten geschüttet, die Seitenschalung mehrfach verwendet. Die Umfassungswände wurden gleichfalls in drei Abschnitten hergestellt. Der Zusammenhang der in Teilstücken betonierten Wände wurde durch besondere Ausbildung von Baufugen gesichert. Infolge des verwinkelten Zusammenhanges der verschiedenen Tragwerksteile waren das Anlegen der Mauern und des Bogens sowie der Einbau der verschiedenen Kabel sehr schwierige Aufgaben für die Bauleitung. Das Endergebnis war äußerst zufriedenstellend, und es waren keinerlei unerwünschte Kabelberichtigungen vorzunehmen. Das Verlegen der hölzernen Dachschalung begann an den Wänden und wurde von beiden Seiten her gegen den Bogen gleichzeitig vorangetrieben. Festgestellte Ungenauigkeiten nach Fertigstellung der Dachhaut wurden beim Vorspannen der Längskabel beseitigt. — [Nach F. N. Severud: Cable-suspended roof for Yale-Hockey-Rink. Civ. Engng. 28 (1958), Nr. 9, S. 60—63]. Dr.-Ing. F. l'Allemand, Falkenhain.

DK 627.811 : 627.814 : 627.82 (44) (047.6)

Das Durance-Projekt und der Serre Ponçon-Damm

Ein sehr interessanter Bericht des Herrn Raymond Giguët mit zugehörigen Diskussionsbeiträgen behandelt das Mehrzweckprojekt des wasser- und kraftwirtschaftlichen Ausbaus der

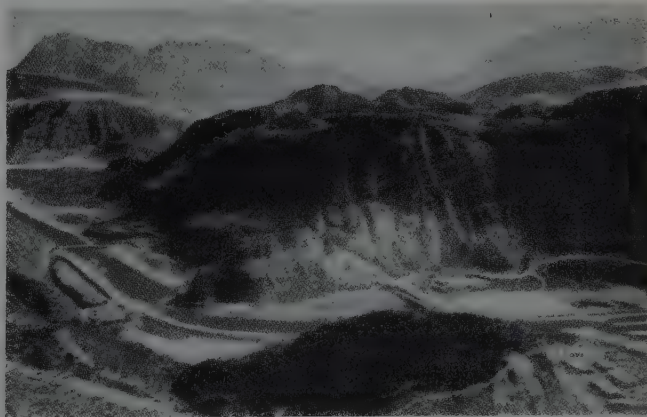


Abb. 1. Gesamtansicht der Sperrstelle.

Durance und den Serre Ponçon-Staudamm, der das Herz dieses Bauvorhabens bildet.

Die Durance ist nach der Saône der größte Nebenfluß der Rhône; seine Einmündung befindet sich wenige Kilometer südlich der Stadt Avignon. Ihr Wasser wird seit vielen Jahrhunderten dazu verwendet, um blühende Landstriche der Provence, insbesondere im Unterlauf des Flusses, zu bewässern. Mit dem zunehmenden Abschmelzen der Gletscher im Quellgebiet der Durance hat sich das im Sommer zur Verfügung stehende Bewässerungswasser immer mehr vermindert, so daß Maßnahmen zur Erhöhung der Sommerwasserführung durch Anlage von Staubecken nicht mehr länger hinausgeschoben werden konnten. Ein weiteres brennendes Problem betraf die Abstellung der Hochwasserschäden, die im Frühling und Herbst immer wieder in Erscheinung treten. In kraftwirtschaftlicher Hinsicht liegen im Durance-Gebiet einzigartige Ausbaueverhält-

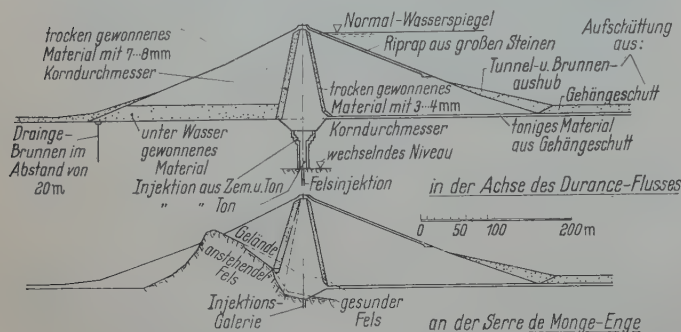


Abb. 2. Querschnitt des Serre-Ponçon-Dammes.

nisse vor, einmal weil 50 % des 14 225 km² umfassenden Einzugsgebietes höher als 1000 m und 16 % höher als 2000 m gelegen sind, und zum andern, weil im Mittel- und Unterlauf der Durance ein nahezu gleichmäßiges Gefälle von 3 % vorliegt.

Die französische Regierung hat sich daher in Zusammenarbeit mit der Electricité de France vor einigen Jahren ent-

schlossen, die Durance als Mehrzweckprojekt kraft- und wirtschaftlich auszubauen, wobei der Bewässerung der Vorra eingeräumt werden soll. Es handelt sich dabei um 75 000 altes Kulturland und um 25 000 ha für die Bewässerung neu erschließendes Kulturland.

In kraftwirtschaftlicher Hinsicht sollen im ersten Ausbau 10 Md kWh und in einem späteren Ausbau weitere 5 Md kWh gewonnen werden. Zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit soll von der Durance unterhalb der Einmündung des Verdon ein Kraftwasserkanal für 250 m³/s Fassungsvermögen abgezweigt werden, der nicht der Durance, sondern einem älteren, dem Lamanon-Paß überquerenden Bett dieses Flusses folgen wird. Dadurch kann die Gefällstrecke der unteren Durance um 100 km verkürzt und das Gefälle um 12 m vergrößert werden.

Im Herzen des Projektes liegt der 120 m hohe Serre Ponçon-Staudamm, mit dessen Bauarbeiten vor 4 Jahren begonnen wurde und dessen Fertigstellung in Bälde erwartet wird. Abb. 2 zeigt die Serre de Monge-Schlucht, in welcher der Damm errichtet wird. Sein Querschnitt ist aus Abb. 2 ersichtlich und zeigt die Merkmale eines Tonkerndammes mit senkrechtem Tonkern, beiderseitigen Filterzonen und vertiefter Gründung im Kernbereich. Eine große Schwierigkeit stellte die Dichtung des 100 m mächtigen Aluviumdecke dar, die sich zwischen dem Staudamm und dem verschütteten Felsuntergrund befindet. Man bediente sich hierfür des Verfahrens der Zement- und Ton-einpressungen.

Die durch den Serre Ponçon-Staudamm geschaffene Wassersperre faßt 1,2 Md m³, von denen 900 Mio m³ als nutzbarer Speicherraum betrachtet werden. Das unterhalb im Bau befindliche Kavernenkraftwerk wird für 300 m³/s Wassermenge und 128 m Gefälle ausgebaut. Es erhält 4 lotrecht angeordnete Francisturbinen mit je 90 000 kVA. Die Jahresstromabgabe wird sich auf 1,1 Md kWh belaufen.

Ein ernstes Problem stellt, wie bei allen Alpensperren, die Schwebproblem dar. Die jährlich anfallenden Schwebmengen werden auf 3 Mio m³ geschätzt. — [Nach R. Giguët: A French dual-purpose scheme: The Durance Project and the Serre Ponçon Dam. Proc. of the Inst. of Civ. Eng., April 1957, Vol. 5, S. 550—576.] F. Tölke, Stuttgart.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

DK 666.97 (075)

Hummel, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. A: Das Beton-ABC. Ein Lehrbuch der Technologie des Schwerbetons und des Leichtbetons. 12. überarbeitete u. erw. Auflage. VIII, 280 Seiten mit 142 Abb., Berlin: W. Ernst & Sohn 1959. Brosch. 18,40 DM; geb. 21,60 DM.

Die Neubearbeitung eines Werkes ist manchmal für den Autor in gewisser Hinsicht schwieriger als es für einen an der Abfassung bisher unbeteiligten Fachmann sein würde, denn oft wird er unbewußt an seinen eigenen Darstellungsweisen auch dann noch festhalten, wenn diese durch neuere Erkenntnisse überholt sind. In dieser Hinsicht bildet die vorliegende Neuauflage dieses betontecnologischen Lehrbuches eine Ausnahme. Mit Genugtuung stellt man in fast allen Kapiteln fest, daß überall dort, wo bisher noch Ungeklärtes vorhanden war, jetzt durch eingefügte Stellungnahmen ein weiterer Schritt zur Aufdeckung der Zusammenhänge getan wurde. Dabei gewinnt der Leser den befriedigenden Eindruck, daß in den meisten Fällen die Entwicklung zum Einfacheren hinstrebt.

Das Buch ist nicht nur ein Lehrbuch für Anfänger, es gibt auch ausgesprochenen Betonspezialisten viel. Nicht allein die durch Versuche belegte Begründung des Einflusses des Wasserzementwertes mit dem verschiedenen großen Mikroporenvolumen des Zementleimes oder die Herausarbeitung von noch bisher viel zu wenig beachteten Begriffen, wie z. B. der Verdichtungswilligkeit, sondern auch die Einarbeitung und fachliche Würdigung von Ergebnissen fremder Autoren wird dieser Neuauflage eine interessierte Aufnahme sichern. Der im einzelnen erweiterte Umfang erstreckt sich wie bisher auf alle Fragen der Technologie des Schwer- und Leichtbetons und vergißt auch nicht, auf Schlußfolgerungen und Analysemöglichkeiten bei abgedruckten Betons hinzuweisen.

F. Pilny, Berlin.

DK 624.014.2 : 539.424 : 539.56 (023)

Rühl, Prof. Dr.-Ing. K.: Die Sprödbuchtsicherheit von Stahlkonstruktionen. 152 S., Gr. 17 × 24,5 cm, mit 129 Abb. Düsseldorf: Werner 1959. Geb. 24,— DM.

Die im vorliegenden Werk behandelte Frage hat für die Erzeugung und für die Verwendung der Baustähle in den

letzten Jahrzehnten eine überragende Bedeutung gewonnen. Die Bedeutung für die Sicherheit der Stahlkonstruktionen insbesondere der geschweißten, geht aus den einleitenden Angaben über schwerwiegende Schadensfälle hervor, die durch einige besonders charakteristische Bilder belegt sind.

Der Verfasser hat sich mit der Zusammenstellung und kritischen Sichtung des umfangreichen in- und ausländischen Materials — besonders der Unterlagen über Versuchsergebnisse und Versuchsvorschläge und deren Deutung — einer sehr großen und gleichzeitig angesichts der komplexen Problematik schwierigen Aufgabe unterzogen. Die am Beginn in dem Werk gegebene kurze, aber sehr instruktive Zusammenfassung der verschiedenen Ursachen der Versprödung und der zwischen diesen bestehenden Zusammenhänge macht dieses Problem auch Fachkreisen zugänglich, die sich neu mit diesen Fragen zu befassen haben. Die Sammlung des in In- und Ausland veröffentlichten Versuchsmaterials und der daraus entstandenen Vorschläge und Ansichten über die notwendigen Stahleigenschaften und deren Erprobung erscheinen mir besonders wertvoll. Trotz der z. T. erheblichen Unterschiede in diesen Vorschlägen läßt diese Zusammenstellung doch erkennen, daß das Problem richtig erkannt und zielbewußt verfolgt wird und daß Stahlerzeuger und -verwender auf dem Wege sind, eine sachgemäße Lösung zu finden — diese im wesentlichen schon gefunden haben.

Das Werk von Prof. Rühl wird künftige Arbeiten auf diesem Gebiet sehr erleichtern. Die Fachwelt wird diese wertvolle Arbeit dankbar aufnehmen.

G. Bierett, Saarbrücken

DK 621.791.001/.002 (022)

Schimpe, Prof. Dr.-Ing. P., und Ober-Ing. H. A. Horn: Praktisches Handbuch der gesamten Schweißtechnik. 3. Band: Berechnen und Entwerfen der Schweißkonstruktionen unter besonderer Mitarbeit von Dr. I. Ruge. 2. neu bearbeitete Aufl. XI u. 334 S., Gr. 15,5 × 23 cm, mit 814 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1958. Geb. 33,60 DM.

Die Tatsache, daß der Konstrukteur in vielen Fällen zur sogenannten „Nietzeit“ vorhandene Federführung für

triebsfertigung in der jetzigen „Schweißzeit“ verloren hat, ist nicht zu leugnen. Viele Konstrukteure sind mangels Kenntnisse und Unterlagen meist nicht in der Lage, die notwendigen Angaben für die Arbeitsvorbereitung und für den Betrieb in Zeichnungen mitzugeben. Hierbei ist an die Wahl des verwendenden Werkstoffes und die schweißtechnisch notwendigen Maßnahmen, Schweißnahtformen, wirtschaftlich und konstruktiv gesehen, Schweißzusatzstoffe und Schweißverfahren zu denken. Dieser Mangel erfordert heute noch allgemein die erhebliche belastende Notwendigkeit, daß ein Schweißfachmann des Betriebes diese Unterlagen besonders durcharbeitet und entsprechend ergänzt.

In dem vorliegenden Handbuch ist diesem Umstand m. W. erstmalig Rechnung getragen und bietet somit dem Konstrukteur endlich eine zusammengefaßte Werkstoff-Grundlage, die m. E. für den Schweißkonstrukteur unerlässlich ist und die ihn befähigen, den notwendigen Werkstoff für den entsprechenden Zweck auszuwählen.

Die Ausführungen über Berechnung und Entwerfen der Schweißkonstruktionen sind beachtenswert. Neben der Grundregelung erhält besonders der junge Konstrukteur eine zusammengefaßte Unterlage, die es ihm ermöglicht, seine Konstruktion wirklich zu berechnen und somit dem Betrieb die wirklich notwendigen Nahtformen und Nahtstärken anzugeben.

Die große Anzahl der aufgeführten Schweißkonstruktionen und die hierzu gemachten Angaben sind für jeden Konstrukteur interessant und lehrreich und sind maßgebende angelegte Beispiele.

Fasse ich die kurzen Ausführungen zusammen, so ist zu sagen, daß das vorliegende Handbuch eine wertvolle Ergänzung des 2. Bandes ist und für jeden Schweißfachingenieur eine wertvolle Unterlage und m. E. für den werdenden und tüchtigen Konstrukteur unerlässlich ist.

Die Verbreitung und die Benutzung dieses Werkes wird die Fertigung im Betrieb unterstützen und gibt dem Konstrukteur von Schweißkonstruktionen wieder die notwendige Führung zurück.

Das Buch gehört in jeden Konstruktionssaal.

E. Wegerhoff, Gustavsburg.

DK 620.193.5 : 536.46 : 614.841.332 : 691.328 (023)

Seekamp, Dr.-Ing. H.: Brandversuche mit stark bewehrten Stahlbetonsäulen. Bericht über die an der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, ausgeführten Versuche. — **Hannemann, Dr.-Ing. H., und Reg.-Baurat H. Thoms: Widerstandsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen und Stahlbetondecken bei Bränden.** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 132. 66 S., Gr. 21 × 29,7 cm, mit 118 Abb. Berlin: W. Ernst & Sohn 1959. Brosch. 17,— DM.

Das jetzt erschienene Heft 132 des D.A.S. berichtet in seinem ersten Teil über Brandversuche mit stark bewehrten Stahlbetonsäulen. Die Versuche wurden in der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin-Dahlem, unter Leitung von Herrn Dr.-Ing. H. Seekamp durchgeführt. Sie bilden eine wichtige Ergänzung zu den umfangreichen Brandversuchen, die der D.A.S. im Jahre 1939 durchgeführt hat (Heft 92) und die die Grundlagen für die Festlegungen des Begriffes „feuerbeständig“ für Stahlbetonstützen in der DIN 4102, Bl. 2 bildeten. Bei diesen Versuchen betrug die Längsbewehrung höchstens 3,1 % des Gesamtquerschnittes. Bei den jetzt durchgeführten Versuchen wurde die obere Grenze der Bewehrung von 6 % angenommen, die jetzt häufig angewendet wird, da aus architektonischen Gründen dünne Bauglieder angestrebt werden. Es zeigte sich dabei, daß die 30 cm dicken unverputzten Säulen nicht als feuerbeständig angesehen werden können, während die 20 cm dicken verputzten Säulen die Anforderung erfüllten. Bei der Neubearbeitung der DIN 4102 wird diese Tatsache berücksichtigt werden müssen.

Im zweiten Teil wird über Widerstandsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen und Stahlbetondecken bei Bränden berichtet. Es handelt sich hierbei um Erfahrungen aus Großbränden der Kriegszeit im Berliner Stadtgebiet. Wenn auch die hierbei aufgetretenen Temperaturen und alle Begleitumstände nur selten bekannt sind, so daß allgemein gültige Schlüsse nicht ohne weiteres gezogen werden können, bestätigen die Ergebnisse der Untersuchung doch im allgemeinen die Richtigkeit der in den einschlägigen Normblättern verankerten Erkenntnisse über die Feuerbeständigkeit von Stahlbetonbauteilen und Stahlbetondecken. Sie geben darüber hinaus wichtige Hinweise für spätere diesbezügliche Ergänzungen der Bestimmungen. Es sei

hier z. B. auf die richtige Verbügelung hingewiesen (Ziff. 4.09 des Berichtes). Mindeststärke und Abstand der Bügel in feuerbeständigen Stahlbetonbalken müßten zwingend vorgeschrieben werden. Die Untersuchungen sollten den Bauaufsichtsbehörden auch Veranlassung geben, mit Rücksicht auf die Feuerbeständigkeit strengere Beachtung der in der DIN 1045 festgelegten Verarbeitungs- und Konstruktionsregeln zu fordern. Besonders muß dabei auf folgendes hingewiesen werden:

1. Die Mindestabstände der Stahleinlagen müssen unbedingt eingehalten werden (4.07 d. B.);

2. Nur ein nach den heutigen Grundsätzen der DIN 1045 hergestellter Beton ist eine wesentliche Voraussetzung für die Feuerbeständigkeit der Stahlbetonbauteile (4.01 d. B.);

3. Tragwerke sollten in allen Fällen, wo es sich durchführen läßt, durchlaufend ausgebildet werden (4.15 d. B.).

W. Hermann, Berlin.

DK 624.13/.15 : 624.072.33 : 627.8 (042.3) : 061.3 (43-2.2) „1958“

Vorträge der Baugrundtagung 1958 in Hamburg. gehalten am 12. und 13. Juni 1958. Hrsg. von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Hamburg. VI u. 250 S., 16,5 × 22,5 cm, mit 133 Abb. Berlin: Ernst & Sohn 1959. Brosch. 18,— DM.

Von den 18 Vorträgen der Baugrundtagung entfallen außer einem Beitrag, der die Besonderheit des Tagungsortes berücksichtigt, 8 auf das Gebiet der Bodenmechanik, 7 auf den Grundbau und je einer auf die Erdstatik und den Erdbau. Von bodenmechanischen Fragen wurden behandelt die Lupenbetrachtung von Böden und die optische Sondierung im Felsgestein, Großscherversuche, Erddruck auf Brunnen und Schächte, waagrechte Beanspruchung von Pfahlgründungen, Flugplatzdecken, Filter und Sickerströmungen in Deichen. Aus dem Grundbau wurde das Thema Erddämme von vier Vortragenden aufgegriffen. Außerdem wurden Pumpspeicherwerke, Hafenbauten und Untergrundbahnbauten beschrieben. Aus der Erdstatik wurde die Schwingungsberechnung von Rahmentragwerken und aus dem Erdbau die gleislosen Geräte gebracht. So umfassen die Vorträge dieser Tagung ein weites Feld und vermitteln sowohl dem praktischen Ingenieur als auch dem Wissenschaftler manche Anregung.

E. Schultze, Aachen.

DK 620.171.5 : 620.172.222 (023)

Föppl, L., u. E. Mönch: Praktische Spannungsoptik, 2. neubearbeitete Aufl. XI, u. 209 S., 15,5 × 23,2 cm, mit 163 Abb. Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer 1959. Geb. 30,— DM.

Seit dem Erscheinen der ersten Auflage im Jahre 1950 sind in der Spannungsoptik eine Reihe neuer Werkstoffe und Verfahren entwickelt worden, die für Sonderzwecke, vor allem räumliche Probleme, dynamische Vorgänge und elastoplastische Zustände Anwendung finden. Die Bequemlichkeit der Handhabung, die Präzision der Messung und die verhältnismäßige Billigkeit der Geräte, wie sie die „klassische“ ebene Spannungsoptik auszeichnen, sind bei diesen Verfahren allerdings nicht mehr gegeben. Die Verfasser haben versucht, der Entwicklung Rechnung zu tragen, und haben mehr als die Hälfte ihres Buches neu geschrieben. Daß sie dabei wieder in erster Linie auf ihre eigenen Erfahrungen im Münchener Labor zurückgreifen, ist selbstverständlich und macht das Buch besonders wertvoll. Natürlich können viele Sonderfragen nur ganz kurz gestreift werden, doch finden sich immer ausreichende Hinweise auf die einschlägige Literatur. Sehr schön sind die (ausschließlich in schwarz-weiß gehaltenen) Photoaufnahmen.

Von den neuen Methoden, die für den Bauingenieur von besonderem Interesse sein dürften, seien das Zwischenschichtverfahren und das Oberflächenschichtverfahren besonders hervorgehoben, mit denen Dehnungsuntersuchungen im elastischen und plastischen Bereich an Platten und Schalen vorgenommen werden können. Besonders das Oberflächenschichtverfahren, für das bereits fertige Geräte im Handel erhältlich sind, dürfte noch sehr entwicklungsfähig sein. Es gestattet Dehnungsmessungen nicht nur an Modellen, sondern auch an fertig ausgeführten Bauteilen.

Das sehr klar geschriebene Buch führt den Leser schnell so weit, daß er mit eigenen einfachen Versuchen beginnen kann. Von dort muß er sich dann an Hand der Spezialliteratur selbst weiterhelfen.

H. Parkus, Wien.

DK 321.785.077 : 347.2 : 69 : 711.58 (023)

Baurecht in Nordrhein-Westfalen. Kommentar von Dr. F. Thiel. 240 S., Gr. 12,5 × 17,5 cm. Berlin/Köln: Carl Heymann 1959. Loseblattausgabe im Plastikordner. 24,60 DM. (Ergänzungslieferungen: 7,5 Pf. je Seite.)

Mit dem vorliegenden Werk wird in einer ständig zu ergänzenden Loseblattsammlung ein umfassendes Kompendium des Baurechts für das Land Nordrhein-Westfalen vorgelegt. In einer übersichtlichen Gliederung werden nach einer Einführung, das Planungsrecht, das Bauordnungsrecht und die allgemeinen Bestimmungen aller Baurechts- und verwandten Vorschriften übersichtlich zusammengefaßt und kommentiert. Eine alphabetische Übersicht, Schrifttumsübersicht, Entscheidungsübersicht und ein Sachverzeichnis erleichtern das Auffinden jedes einzelnen Gebietes.

Der Verfasser, der durch die Herausgabe seiner alljährlich durch einen neuen Band ergänzten „Baurechtsammlung“ als Kommentator des Baurechts schon seit Jahren bekannt und anerkannt ist, hat hiermit ein neues Standardwerk geschaffen. Alle wichtigen Gesetze werden hierin unter Berücksichtigung der neueren Rechtsprechung und des einschlägigen Schrifttums einer eingehenden Erläuterung unterzogen. Die übersichtliche Gliederung machen es auch dem Ungeübten leicht, sich darin zurecht zu finden. Neben den vielen über das Baurecht in Nordrhein-Westfalen bereits erschienenen Werken füllt es durch seine Vollständigkeit und Gründlichkeit eine bisher schon häufig empfundene Lücke dieses Schrifttums aus, so daß es auch von den Baufachleuten gern zur Hand genommen werden wird.

S. Hasenjäger, Düsseldorf.

Neuerscheinungen

Aus Lehre und Forschung. Abhandlungen und Berichte, Heft Abteilung für Bauingenieurwesen, Technische Hochschule, Fridericiania Karlsruhe. Bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. F. Raab. 170 S., 99 Abb. Darmstadt: Carl Röhrig 1959. 10,— DM. Aus Anlaß der Vollendung des 70. Lebensjahres der Professoren Dr.-Ing. Heinrich Merkel und Dr.-Ing. E. h. Heinrich Witmann ist der 3. Band der Schriftenreihe „Aus Lehre und Forschung“ der Abteilung für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Karlsruhe erschienen mit Beiträgen von Walter Bleines, Paul Böss, Nikola Dimitrov, Gotthard Franz, Bernhard Fritz, Karl Möhler, Friedrich Raab, Karl Otto Raab, Otto Steinhardt, Wilhelm Strickler, Karl Wieser. Die Schrift gibt einen lebendigen Querschnitt über die Arbeit der Karlsruher Abteilung für Bauingenieurwesen.

Föppl, Dr. phil. L.: Elementare Mechanik vom höheren Standpunkt. 174 S., 15,5 × 23,5 cm, mit 71 Abb. u. 8 Bildtafeln. München/Oldenbourg 1959. Geb. 20,— DM.

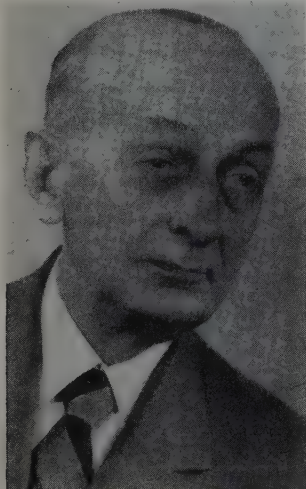
Hildebrandt, Dr.-Ing. T.: Stereobilder zeichnende Geräte. Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten, Maschinenbau sowie alle Fachkreise, die mit der räumlichen Darstellung technischer Gegenstände zu tun haben. 83 S., 15 × 21 cm, mit 36 Abb. Baden-Baden: Verlag f. angewandte Wissenschaften 1959. Brosch. 15,80 DM.

Thiel: Baurechtssammlung. Rechtsprechung der Verwaltungsgerichte und anderer Gerichte aus dem Bau- und Bodenrecht. Herausgeber: Prof. Dr. jur. Fr. Thiel. Band 7: **Ausgewählte Entscheidungen der Verwaltungsgerichte aus dem Jahre 1957.** XV + 294 S., 15 × 21 cm. Düsseldorf: Werner-Verlag GmbH 1959. Geb. 28,50 DM.

Verschiedenes

Georg Ehlers 70 Jahre alt

Georg Ehlers wurde am 17. März 1890 in Hohensalza in der früheren Provinz Posen geboren und besuchte bis 1908 die humanistischen Gymnasien in Hohensalza und Deutsch-Krone. Danach studierte er an der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg das Bauingenieurfach. Als seine wesentlichen Lehrer daselbst bezeichnet er Müller-Breslau, Siegmund Müller und Boost.



Nach dem Diplom-Examen war E. zunächst ein halbes Jahr in der Spundwandabteilung der Brückenbauanstalt der Dortmunder Union tätig, um sich danach ganz dem Eisenbetonbau zu widmen. 1914 bis zu seiner Einberufung zum Wehrdienst im April 1915 war er bei der Berliner Niederlassung Kell u. Löser tätig. Als Infanterist nahm er an den Schlachten an der Somme, in der Champagne und vor Verdun teil und erhielt das EK II.

Anläßlich des Hindenburgprogrammes wurde er 1917 von der Wayss u. Freytag AG. vom Wehrdienst reklamiert und ist von da ab bis 1945 in

den Diensten dieser Firma geblieben. Seit 1936 war er Prokurist und Chef der Konstruktionsabteilung für Brücken- und Hochbau im Stammhause und als solcher an vielen großen und schwierigen Bauten entscheidend beteiligt.

Im Zusammenhang mit seiner praktischen Ingenieur Tätigkeit hat E. eine fruchtbare wissenschaftliche Tätigkeit entfaltet, von der zahlreiche Abhandlungen Zeugnis ablegen.

So hat er im Jahre 1918 seine bekannten Untersuchungen über die Clapeyronsche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung veröffentlicht. Dieser Aufsatz erschien später auch in Buchform. Im Jahre 1930 unternahm E. als erster den Versuch, die Tragwirkung von Stahlbetonwänden in Zusammenhang mit anschließenden Wänden und Platten zu untersuchen. Aus diesem schöpferischen Konstruktionsgedanken entwickelten sich die modernen Faltwerkkonstruktionen. Ferner beschäftigte sich E. auch mit allen Fragen, die mit dem Bau von Dampf-

turbinenfundamenten zusammenhängen. Er behandelte die auftretenden Schwingungen theoretisch und konstruktiv und hat sich, da bei diesen Bauwerken vielfach die Einwirkung des Baugrundes wichtig ist, auch mit dessen Verhalten befaßt.

Seit 1945 unterhält E. ein angesehenes Ingenieurbüro in Frankfurt/Main.

Die großen beruflichen Erfolge, die Georg Ehlers als Ingenieur gehabt hat, verdankt er jener Synthese von konstruktiver und mathematisch-mechanischer Begabung, die nicht häufig anzutreffen ist, aber die Voraussetzung für schöpferische Ingenieurarbeit bildet. Mit diesen hohen Qualitäten des Ingenieurs verbindet sich menschliche Bescheidenheit und Lebenswürdigkeit sowie ein feiner Humor. So hat sich Georg Ehlers Achtung und Freundschaft überall erworben, wo er wirkte. Mögen ihm noch viele Jahre fruchtbarer Arbeit und verdienter Ernte beschieden sein.

A. Mehmel, Darmstadt.

Professor Dr.-Ing. habil. Ernst Kohl 60 Jahre

Am 17. Februar vollendete Professor Dr.-Ing. habil. E. Kohl, Ordinarius für Statik und Stahlbau an der Technischen Hochschule Braunschweig, das 60. Lebensjahr.

Kohl ist gebürtiger Westfale; er stammt aus Wetter/Ruhr und hat nach dem Besuch der Oberrealschule in Hagen und anschließend kurzem Kriegsdienst Bauingenieurwesen an der Technischen Hochschule Hannover studiert. Nach der Diplomprüfung, die Kohl 1922 mit Auszeichnung bestand, war er zunächst in der Stahlbau-Industrie bei der DEMAG (Duisburg) tätig, kehrte aber 1923 an die Technische Hochschule Hannover zurück, um sich als Assistent einer vertieften wissenschaftlichen Ausbildung und eigenen theoretischen Arbeiten zu widmen. Hieraus erwuchs im Laufe der Jahre eine enge

Zusammenarbeit mit seinem Lehrer, Professor Dr.-Ing. E. M. Grüning, dessen langjähriger Assistent er war. 1924 promovierte Kohl zum Dr.-Ing. mit einer Dissertation über die Berechnung von Scheiben in Kreisform und erwarb 1928 den *laurea* mit einem Beitrag zur Lösung des ebenen



nungszustandes. Als junger Privatdozent hat Kohl ab 1930 für die Studierenden des Bauingenieurwesens in seinen Vorlesungen neben der Raumstatik auch die Elastizitätstheorie und deren Anwendung auf die Plattenstatik behandelt, also zwei Wissensgebiete vorgetragen, die heute zum unentbehrlichen Rüstzeug aller Bauingenieure der konstruktiven Fachrichtungen gehören.

Als Grüning 1931 erkrankte, übernahm Kohl bis 1933 die Leitung des Lehrstuhls für Statik und Stahlbau. Im Jahre 1934 folgte seine Ernennung zum a. o. Professor.

Neben der wissenschaftlichen Arbeit hat Kohl in dieser Zeit immer wieder die unmittelbare Berührung mit der Baupraxis gesucht, so daß die Lehrtätigkeit und die Beschäftigung mit wissenschaftlichen Problemen mehrfach unterbrochen wurden. Neben der Beteiligung am Westerbro-Wettbewerb (zusammen mit Grüning) und der Prüfung der Elbebrücken Tangermünde und Dömitz finden wir ihn in den folgenden Jahren als örtlichen Bauleiter bei den Elbebrücken Dömitz (1935), Wittenwarthe (1936) und den Donaubrücken Regensburg (1936/37), denen später die Bauleitung für die Brücken über die Elbertalsperre folgte.

Nach kurzem Vertretungsauftrag berief die Technische Hochschule Braunschweig im Jahre 1937 Kohl zum o. Professor auf den Lehrstuhl für Statik und Stahlbau. Hier hat Kohl als akademischer Lehrer seine eigentliche Lebensaufgabe gefunden, der er sich stets mit Hingabe und viel Verständnis für die heranwachsende Jugend widmet.

Neben der Lehr- und Forschungstätigkeit, die zu Beginn des Krieges durch Wehrdienst bei einem Brückenbataillon und im Divisionsstab für kurze Zeit unterbrochen wurde, sowie neben den akademischen Aufgaben der Hochschule — Kohl war in den ersten Nachkriegsjahren Dekan der Fakultät für Bauwesen — hat er durch tätige Mitarbeit in verschiedenen Ausschüssen zur Neubearbeitung von Vorschriften sowie als langjähriges Mitglied des Deutschen Ausschusses für Stahlbau den neuesten Entwicklungen auf dem Gebiete des Stahlbaus lebhaften Anteil genommen. Durch beratende und prüfende Tätigkeit hat Kohl ständig einen engen Kontakt mit der Baupraxis aufrechterhalten, der wiederum befruchtend auf seine Lehr- und Forschungstätigkeit ausstrahlte.

Von Kohls wissenschaftlichen Leistungen geben zahlreiche Veröffentlichungen über statische Probleme sowie über theoretische und versuchstechnische Arbeiten auf dem Gebiete des Stahlbaus Kunde. Durch seine Arbeiten über die Bedeutung der Orthogonalität, über Rechenkontrollen und Rekursionsformeln zur Ermittlung der Momenten- und Drehwinkel festsetzungen hat Kohl zur Vertiefung von Theorie und Berechnung ungradig unbestimmter Systeme wesentlich beigetragen.

Aus der langjährigen Lehrpraxis entstanden der Abschnitt „Statik“ in der Neuauflage 1955 des von Schleicher herausgegebenen „Taschenbuches für Bauingenieure“ und das in der Baupraxis wie auch bei den Studenten beliebte Werk „Praktische Winke zum Studium der Statik“ (Springer 1957).

Wir wünschen dem Jubilar, der sich sowohl wegen seiner wissenschaftlichen als auch wegen seiner menschlichen Qualitäten großer Wertschätzung erfreut, noch viele glückliche Jahre weiteren erfolgreichen Schaffens bei bester Gesundheit.

R. Barbré, Braunschweig.

Verregierungs- und Oberbaurat a. d. Paul Ostmann †

Am 30. Januar 1960 starb Paul Ostmann im Alter von 75 Jahren, betrauert von seinen Freunden und Berufsgenossen, die ihn als fleißigen, kenntnisreichen, zuverlässigen, aber auch menschlich aufgeschlossenen Fachmann schätzten und verehrten. Sein berufliches Leben Ostmanns war der Pflege und Entwicklung unserer Wasserstraßen geweiht. Von 1912 bis 1921 wirkte er als Vorstand des Wasserstraßen-Neubauamtes Greifenhagen am Ausbau der unteren Oder zwischen Nipperwiese und dem Dammschen See. Dann kam er zur Verwaltung der Preussischen Wasserstraßen nach Potsdam und ging später mit der Reichsregierung nach Berlin. Die Neubauten am Ihle-Plauer-Kanal, am Spreer-Spree-Kanal und am Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin standen unter seiner Aufsicht. Er war Vorsitzender des Staurates für das Spreegebiet und Sachbearbeiter im Märkischen Wasserstraßenbeirat. Als ständiger Bearbeiter für den Hausplan der Märkischen Wasserstraßen behielt er mit allen Beteiligten enge Fühlung und konnte hier mit seinem reichen Wissen helfen und raten. Unklarheiten und Zweideutigkeiten klärte er nicht, daher ließ er sich 1937, als von ihm Entlassungen verlangt wurden, die er nicht für richtig hielt, mit dem Ruhestand versetzen und betätigte sich dann als Prüfingenieur für Baustatik. Nach dem Zusammenbruch 1945 trat er an den Berliner vereinigten Bauschulen von 1945 bis

1949 und von 1948 bis 1951 an der Technischen Universität Berlin, die ihn bei seinem Ausscheiden zum Ehrensensator ernannte. Nach einem Leben voll von erfolgreicher Arbeit ging ein Mann von uns, der unsere Dankbarkeit und unsere Achtung verdient.

F. Sievers, Berlin.

Internationale Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik, Salzburg, 1959

Diese Arbeitsgemeinschaft hielt im Oktober 1959 das 10. Kolloquium ab, das von etwa 200 Teilnehmern besucht war. Der erste Tag war den Fragen der exakten Messungen von Spannungen und Deformationen des Gebirges gewidmet, der zweite Tag der geologischen Schau und Fragen der Terminologie.

Kahler, Klagenfurt, umriß Entwicklung und Ziel der Geomechanik als Wissenschaft. Die Erkenntnisse über das Kräftefeld im Fels, der gar nicht so star und fest ist, sind für den entwerfenden und ausführenden Bauingenieur von unmittelbarem Nutzen.

Oberti, Bergamo, zeigte experimentelle Methoden zur Bestimmung des Verformbarkeitsgrades des Felsens. Bei Planung und örtlicher Festlegung von Druckstollen, Talsperren, Brücken interessieren quantitative Werte für Elastizitätsmodul, Setzungsbereitschaft (Bettungsziffer), nichtelastische Setzungen, Belastbarkeit. Bei Talsperren und Gewölben ist der Einfluß der Setzungen aus den Größen der Felsnachgiebigkeits-Ziffer, Schlankheitsgrad, Winkelöffnung abschätzbar; bei Druckstollen kann die Auskleidung nach Kenntnis der Mitwirkung des Gebirges, die ebenfalls durch die Felsnachgiebigkeit charakterisiert wird, bestimmt werden. Nichtelastische Setzungen, meistens dem diskontinuierlichen Zustand des Gebirges und nicht den Felscharakteristiken zugehörig, werden durch Injektionen abgeschwächt.

Der Fels eines durchörterten Stollens befindet sich in einem Zustand des ringförmigen Zusammenhaltens, also unter einem gewissen Druck, der Zugspannungen in der Auskleidung infolge der hydrostatischen Belastung mittragen kann. Durch Messungen mit Dehnungsmessern können solche primären Eigenspannungen bewertet, vorherbestimmt und bei der Planung berücksichtigt werden. Drei Methoden sind es, womit Formänderung im Fels gemessen werden: lokale statische Messungen, indem man einen Stempel gegen die Felswand drückt; globale statische Messungen, indem man ein Stück Stollen mittels einer Pumpe unter Druck setzt; dynamische Messungen, indem man die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Wellen im Felsinnern bestimmt. Der Referent gab aus seiner Tätigkeit Beispiele für die praktischen Resultate solcher Messungen und wies hin auf die Untersuchung an Modellen großer Talsperren.

Lauffer, Innsbruck, gab eine Übersicht über ausgeführte Druckstollen, bei denen die Felseigenschaften durch Messungen untersucht wurden. Nach Anführung bisheriger Meßeinrichtungen wird die von der TIWAG weiterentwickelte Radialpresse zur Untersuchung von Stollenauskleidungen beschrieben.

Talobre, Paris, berichtete über das Thema „10 Jahre Spannungsmessungen im Gestein“. Durch ein enormes Nachholprogramm für Kraftwerke, wofür 400 km Stollen geplant wurden, war die Electricité de France angeregt, Verfahren zur Messung der Gesteinsspannungen in situ zu entwickeln, welche einfach, schnell und wirtschaftlich am Arbeitsplatz selber anwendbar sind. Anfangs wurde mit den oben von Oberti erwähnten und ähnlichen Verfahren operiert, die darauf beruhen, daß man ein Gesteinselement aus der natürlichen Verspannung löst und von der beim Zurückgehen auf den Spannungszustand Null auftretenden Ausdehnung auf den ursprünglichen Spannungszustand schließt. Die Messungen sind in allen Fällen Dehnungsmessungen. Da der Fels nicht elastisch ist und da sein Verhalten niemals umkehrbar ist, können auch die kompliziertesten Vorsichtsmaßnahmen bei der Lösung des Elements keine Garantie für die Exaktheit der Berechnung geben. Außerdem sind solche Verfahren mehr auf Gestein guter Qualität angewiesen.

Die von E. d. F. entwickelte neue Meßmethode beruht auf folgendem einfachen Prinzip: Drei übereinanderliegende, unverformbare, vollkommen ebene und glatte Metallplatten werden horizontal in einen vertikal zusammengedrückten Block gesetzt, dessen Spannung gemessen werden soll. Aus der Größe der Kraft, die zum Verschieben der mittleren Platte notwendig ist, und aus dem Reibungskoeffizienten des Metalls läßt sich die Größe des vertikalen Drucks ableiten. Die Vorrichtung ruft keinerlei Deformation des zu messenden Körpers hervor, es ist nicht nötig, den Betrag der Verschiebung der mittleren Platte zu messen. Die Messung ist völlig unabhängig von der Elastizität des geprüften Stoffes.

Es werde nun eine Klufffläche des Gesteins betrachtet. Die scheinbare Kohäsion des Untergrundes und sein innerer Reibungswinkel seien als bekannt vorausgesetzt. Durch eine wachsende Kraft, die mit Hilfe einer Vorrichtung an einem Gesteins-element aufgebracht ist, läßt sich bestimmen, wann ein Schlupf des Gesteins längs der Kluffebene eintritt. Davon läßt sich der Innendruck des Gesteins ableiten. Trotz der praktischen Schwierigkeiten und der Vorbedingungen, daß das Gestein stückig genug ist, daß sich seine Charakteristiken entlang der Schlupfebene durch die Werte der scheinbaren inneren Kohäsion und des Reibungswinkels mit einer genügenden Exaktheit darstellen lassen, hat die Methode zum Erfolg geführt. Durch einen einzigen Versuch werden die Zusammendrückung des Gesteins, die mechanischen Charakteristiken der Verformbarkeit und annähernd auch der natürliche Innendruck des nicht gestörten Gesteins bestimmt. Zu letzterem ist es noch nötig, die Tiefe der Störung auf seismischem Weg zu ermitteln.

Die große Zahl der durchgeführten Messungen hat zu bemerkenswerten Ergebnissen geführt:

Die Regel, wonach die größte Hauptspannung in einem Gebirgsmassiv vertikal gerichtet ist und die horizontale Hauptspannung $1/m$ des vertikalen Drucks beträgt ($m = \text{Poissonzahl}$) führt zu Überraschungen. Es gibt Fälle, wo die horizontalen Spannungen um 20 % größer sind als die vertikalen, also 4mal größer als nach voriger Regel berechnet. Die Poissonzahl der Gesteine liegt näher an 2 als an 4. Die Gesteinsformationen haben wenig gemein mit Schüttungen. Die Drücke im Gebirge sind bestimmt durch die Porenwasserdrücke des Bergwasserspiegels, durch die tektonischen Drücke und die Hangdrücke. Das Gestein erträgt seit weit zurückliegenden geologischen Epochen hohe Beanspruchungen und hat so ausgedehnten Ursachen der Spannungen nicht ohne Durchbewegung widerstehen können. Die Messungen haben für die natürlichen Innendrucke niemals eine bevorzugte Richtung sichtbar werden lassen, und so demonstriert, daß die Drücke keiner genauen Regel folgen, insbesondere nicht der Regel, die besagt, der vertikale Druck sei der größte.

Die Größenordnung der natürlichen Innendrucke korrespondiert mit der Überlagerung. Die alte Hypothese von Heim, wonach der Gebirgsdruck von der Größenordnung der Überlagerung mehr oder weniger allseitig wirkt, kommt der Wirklichkeit sehr nahe. Praktisch verwerten lassen sich die Ergebnisse bei der Abschätzung der Widerstandsfähigkeit der Gesteinsleibung bei Druckstollen, bei der Berechnung von Auskleidungen und Aussteifungen, bei der Untersuchung der wirklichen Kräfteverteilung in der Umgebung unterirdischer Hohlräume.

Höfer, Freiberg, entwickelte eine Hypothese, wonach Gebirgsschläge einer Periodizität unterliegen, die im Zusammenhang steht mit der Gezeitenbewegung der Erdkruste. An Hand von Statistiken aus dem mitteldeutschen Kalibergbau wird gezeigt, daß bei Gebirgsschlägen Häufungspunkte in der Zeit der Syzygien vorliegen, was die Vermutung bestärkt, daß ein möglicher Auslösungsfaktor in der Gezeitenbewegung der Erdkruste zu suchen ist.

Breth, Darmstadt, berichtete über einen Scherversuch an ausgedehnten Bodenproben im Flint, einem stark vorverdichteten Schluffboden. Dabei erwiesen sich die eingestreuten Sandschmitzen als die Zonen, nach denen der Boden den geringsten Scherwiderstand aufweist.

Clar, Wien, stellte bei der geologischen Betrachtungsweise die Tektonik in den Vordergrund, die als Beschreibung von Bewegungsbildern der Erdkruste der Geomechanik die Voraussetzungen geben kann, großräumige, im Gebirgsbau sich zeigende Verformungen technologisch zu behandeln und damit wertvolle Daten über das Festigkeitsverhalten großer Gesteinsmassen zu gewinnen.

Müller, Salzburg, brachte Bilder und Betrachtungen zur Anwendung geomechanischer Forschungsergebnisse. Im Gebirgsstraßenbau haben sich die angehefteten Stütz- und Futtermauern und ihre Berechnung nach Pacher durchgesetzt. Im Talsperrenbau sind neue Erkenntnisse über die Spannungsverteilung in den Wänden steil eingeschnittener Täler zu verzeichnen, die am Beispiel der Vajont-Staumauer erläutert wurden. Erstmals wurden graphische Berechnungen über den Einfluß des hydrostatischen Drucks im Innern von Felsböschungen mitgeteilt. Diesen macht Müller in erster Linie für die häufig beobachteten Bewegungen der Wände bei Füllen und Entleeren der Staubecken verantwortlich.

Neue Untersuchungen im amerikanischen Erztagbau lieferten Erkenntnisse über den Vorgang von Felsgleitungen und deren zeitliche Entwicklung. Zu unterscheiden sind drei Phasen:

Aufreißen, Aufbauchen und Bruch am Fuß. Die Gleitung geht nicht nach stetig gekrümmten Flächen vor sich, sondern nach gefügebewingten mehr oder weniger eckig geformten Bruchflächen. Der Begriff Sicherheit gegen Gleiten ist neu zu fassen. Es ist heute möglich, den Sicherheitsgrad solcher Nischengleitungen zu berechnen, wenn die Eigenschaften des zerklüfteten Gesteins durch Großversuche bestimmt werden.

Zur Ermöglichung solcher Großversuche wurde die schon lange geforderte Versuchsanstalt für Felsbau jetzt verwirklicht. Hier soll auch die dringend notwendige Grundlagenforschung der Geomechanik eine Heimstätte finden.

Am Beispiel des Kraftwerks Kariba-Süd-Rhodesien wurden die Vorteile einer Gesteinsklassifizierung nach Merkmalen des Korn- und Gefügebewinges oder der Gesteins- und Verbandfestigkeit erläutert. Diese Einteilung gestattet im Einzelfall zu unterscheiden, wann die Gesteinseigenschaften und wann die Gebirgseigenschaften für die Standfestigkeit unterirdischer Hohlräume maßgebend werden.

Für die heute schon mögliche Anwendung der Geomechanik auf die tektonischen Probleme im Sinne von Clar wurde als Beispiel die graphische Ableitung der Schaufelform bei Verwerfungen aus der Gebirgsdruckgleichung von Torre gezeigt.

Heitfeld, Olpe, befaßte sich mit der historischen Betrachtungsweise der Geologie als bedeutsam für die Geomechanik. Bei der ingenieurgeologischen Betrachtung wird der Faktor Zeit oftmals nicht ausreichend berücksichtigt. Die Kenntnis der Bildungsbedingungen der Gesteine, des Werdegangs der Sedimente vom Entstehen bis zur Jetztzeit, der Altersbeziehungen der Gefügeelemente zueinander ist notwendig, um das vermutliche weitere geologische Geschehen in einem Raum zu beurteilen.

Tekano, Japan, sandte einen Bericht über Modellversuche zum Problem der Einbindung von Talsperren. Die Widerstandsfähigkeit von homogenem Fels und solchem verschiedener Klüftigkeit werden verglichen, mit dem Ergebnis, daß die Tragfähigkeit der Widerlager zwischen 9 und 1 schwanken kann. In einem anisotropen, aufgeklüfteten Gestein wird der Kraftfluß zerlegt und begrenzt. Wo keine Normalspannung in den Großklüften übertragen werden, tritt auch keine Reibung auf, es kommt zu beträchtlichen Relativverschiebungen einzelner Gesteinstile und zum Bruch, welcher zuletzt meist in Form einer Knickung, also plötzlich, auftritt.

Tremmel, Salzburg, schlug die Schaffung einer Terminologie vor, welche von den physikalischen Eigenschaften der zerklüfteten Gebirgsausgehungen, um zu einer den Geologen und den Technikern befriedigenden Bezeichnungsweise zu kommen. Allerdings müßte dann die Problematik, aus den verschiedenen Auffassungen über das statische Verhalten des Gebirges herausführend, vermindert werden.

P. Hausch, Stuttgart.

Symposium on Nuclear Reactor Containment Buildings and Pressure Vessels, Glasgow, 1960

Diese Symposium findet beim Royal College of Science and Technology, Glasgow, Scotland, in der Zeit vom 17. bis 20. März 1960 statt. Spätester Anmeldetermin: 1. April. Auskünfte erteilt das Sekretariat The Royal College of Science & Technology, George Street, Glasgow, C. 1, Scotland.

FIP-RILEM-Symposium in Trondheim/Norwegen

Bezugnehmend auf den Hinweis im Bauingenieur 34 (1959) S. 488 wird bekanntgegeben, daß der Termin dieser Veranstaltung auf den 5. bis 7. Januar 1961 verlegt wurde.

International Association for Shell Structures gegründet

Die IASS wurde vor kurzem gegründet. Anfragen sind richten an: Sekretariat der International Association for Shell Structures, Alfonso XII, 3, Madrid (7), Spanien.

Berichtigung zu DIN 4701

Die Wärmedurchgangszahlen für Holz-Einfachfenster der Tabelle verglast wurden wie folgt geändert:

für 6 mm Scheibenabstand	$k = 2,8$ statt 3,1
für 12 mm Scheibenabstand	$k = 2,5$ statt 2,8.

DIN 4224

DIN 4224 Bemessung im Stahlbetonbau. Überarbeitet Ausgabe Dezember 1959.



Die Verfahren der plastischen Berechnung biegesteifer Stahlstabwerke

Von B. G. NEAL, M. A., Ph. D. (Cantab.),
A. M. I. C. E., Professor of Civil Engineering
und Chairman of Engineering Department,
University College of Swansea. Früherer
Fellow of Trinity Hall und Lecturer in
Engineering, University of Cambridge. Ins
Deutsche übertragen von Dipl.-Ing. THOMAS
JAEGER, Berlin. Mit 85 Abbildungen. XI,
312 Seiten Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 48,—

INHALTSÜBERSICHT

Grundlegende Hypothesen · Einfache Fälle des plasti-
schen Bruches · Plastischer Bruch — Grundlegende
Sätze und einfache Beispiele · Allgemeine Verfahren
für die plastische Tragwerksbemessung · Ermittlungen
der Ausbiegungen · Faktoren von Einfluß auf das volle
plastische Moment · Minimalgewichtsbemessung · Va-
riable wiederholte Belastung · Anhang: Plastische Trag-
lasttheorie und Fachwerke. Beweise der plastischen
Traglastsätze. Beweis des Einspiel-Satzes. Lösungen der
Übungsaufgaben · Namen- und Sachverzeichnis.

ZUR INFORMATION

Dieses Buch bietet eine geschlossene, lehrbuchartige
Darstellung der Verfahren der plastischen Berechnung
biegesteifer Stabwerke aus elastisch-plastischem Mate-
rial. Es wendet sich an Stahlbau-Statiker, Dozenten
und Studenten des konstruktiven Ingenieurbaues. —
Nach Darlegung der grundlegenden Hypothesen und
Erläuterung des plastischen Versagens einfacher Stab-
werke werden die Traglast-Sätze angegeben, auf die
sich die folgend erläuterten Verfahren der plastischen
Berechnung für einfache proportionale Belastung grün-
den. Die Ermittlung elastisch-plastischer Ausbiegungen
wird behandelt und anschließend die verschiedenen
Faktoren, die von Einfluß auf das volle plastische
Moment sind. Die Erzielung einer vorgeschriebenen
Tragfähigkeit bei minimalem Materialaufwand ist
Gegenstand der Minimalgewichtsbemessung; die Prin-
zipie dieser Weiterentwicklung der einfachen Tragfähig-
keitsbemessung werden an Hand eines geometrischen
Analogons veranschaulicht und Lösungsverfahren an-
gegeben. Theorie und Verfahren der Traglastberech-
nung für variable wiederholte Belastung werden dar-
gelegt. — Viele Zahlenbeispiele im Text machen die
Darstellung leicht verständlich; Übungsaufgaben mit
Lösungen dienen der weiteren Vertiefung des Verständ-
nisses. Umfassende Literaturlisten ermöglichen ein
weiteres Eindringen in den behandelten Problem-
komplex.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Taschenbuch für Druckluftbetrieb

Herausgegeben v. **FMA POKORNY**, Frankfurter
Maschinenbau A.-G., vorm. Pokorny & Wittekind,
Frankfurt a. M.

Achte, neubearbeitete Auflage
von Dr.-Ing. **G. CHONÉ** und **H. FEIGENSPAN**

Mit 280 Abbildungen. XI, 298 Seiten Kl.-8°. 1959.
Plastikeinband DM 21,—

INHALTSÜBERSICHT

Verdichter (von Dr.-Ing. G. Choné): Verdichterbauarten. Wärmelehre. Der ideale Kolbenverdichter. Berechnung des wirklichen Kolbenverdichters. Ventile. Regelung der Liefermenge. Schmierung. Kühlung. Feuchte Luft. Filterung der Ansaugluft. Verdichterantrieb. Messungen an Verdichtern. Installation stationärer Verdichter. Windkessel und ihre Berechnung. Wartung des Druckluftnetzes. Kosten der Druckluftherzeugung. Vorschriften und Bestimmungen. Druckluftanwendung (von H. Feigenspan): Eigenschaften der Druckluft und ihre Nutzung. Schlagende Druckluftwerkzeuge. Drehende Druckluftwerkzeuge. Druckluftgeräte. Lufteinlaß- und -abschlußorgane für Druckluftwerkzeuge und -maschinen. Sicherungen an Druckluftwerkzeugen zur Verhütung von Betriebsunfällen. Druckluftarmaturen und -schläuche. Anwendungsgebiete der Druckluftwerkzeuge, -maschinen und -geräte und sonstige Verwendung von Druckluft. Betriebsanweisung für Druckluftwerkzeuge. Tabellenanhang. Nachtrag. Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Bauen im Bergbaugebiet

Bauliche Maßnahmen zur Verhütung von Bergschäden

Von Dr.-Ing. habil. **OTTO LUETKENS**,
Honorarprofessor an der Technischen
Universität Berlin-Charlottenburg

Mit 176 Abbildungen. XI, 163 Seiten 4°. 1957. Ganzleinen DM 34,50

INHALTSÜBERSICHT

Die Formänderung der Erdoberfläche · Die Auswirkung der Formänderung des Baugrundes auf die Gestaltung des Einzelbauwerkes · Die gegenseitige Beeinflussung aneinanderstoßender Einzelbauwerke · Beispiele für die Formgebung und konstruktive Gestaltung der Bauwerke · Richtlinien für die Ausführung von Bauten im Einflußbereich des untertägigen Bergbaus.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



LIEBHERR-HYDRO-BAGGER
und auf Raupen und Luftreifen
lieferbar
Fassungsvermögen sämtlicher
Grabeinrichtungen 350 L



LIEBHERR

HYDRO-BAGGER



- Ein echter Universalbagger, mit Hochlöffel, Tieflöffel, Spezial-Drainagelöffel, Schalengreifer, Polygreifer und Kraneinrichtung
- Alle Arbeitsbewegungen werden hydraulisch ausgeführt. Vorteil: weiches und geschmeidiges Arbeiten
- Narrensichere Bedienung durch automatisch ansprechende Überdruck-Ventile
- Blitzschnell wechseln Sie Hochlöffel und Tieflöffel durch einfaches Drehen des Löffels (kombinierte Einrichtung)

H. LIEBHERR • WERK III • KIRCHDORF/ILLER
Telefon: Erolzheim 144 Fernschreiber: 0712 774

Cerinol



ist ein Spezial-Zusatz
zu Mörtel und Beton

macht Mörtel und Beton
dauernd wasserdicht

ist bekannt und geschätzt
wegen seiner plastifizierenden Wirkung

**BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEM. WERKE • DATTELN**

Die neue
STABILO
micro

ZEICHEN-MINE

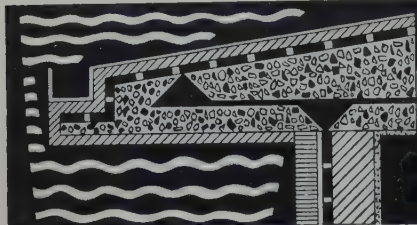
Der
Vergleich
unterm
Mikroskop

Bisherige
Graphit-Mine

Neue
STABILO-Mine

- absolut gleichmäßiger, tiefschwarzer, scharfer Strich, auch auf Zeichenfolien
- exakte, tuscheähnlich klare Lichtpausen selbst in härtesten Härtegraden
- längere Haltbarkeit der Spitze durch erhöhte Bruchfestigkeit
- garantiert gleichmäßige Stufenabstände von Härtegrad zu Härtegrad

Verlangen Sie Prospekt und Probiermuster!



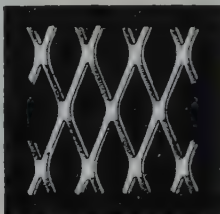
Schützen Sie Isolierung und Konstruktion beim Flachdach und bei Schichtwänden vor Schwitzwasserschäden durch

VAPOREX-Dampfsperren D.P.

normal für Innentapezierung, bituminiert oder besandet für Einbau in Konstruktion, auch für nachträgliche Schadensregulierung. Beratung und Verlegeanweisung durch
GEBR. PALM GmbH, Neukirchen/Würt. Vaporex - Dampfsperren - Perkalar - Dämmstoffe

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHUCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

*Drehspannungsfreie Turmdrehkranseile sofort
aus Lagervorrat lieferbar.*

J. Bertram KG.
Soest / Westf.

Compakta

veredelt **Beton, Putz, Gips**, indem
man es dem Anmachwasser zurührt. Prosp. d.
Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern



TRASS im BETON

erhöht Homogenität
Pumpfähigkeit • Wasser-
undurchlässigkeit
Widerstandsfähigkeit gegen
aggressive Gase und Wasser

TRASSWERKE MEURIN · ANDERNACH/RH.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

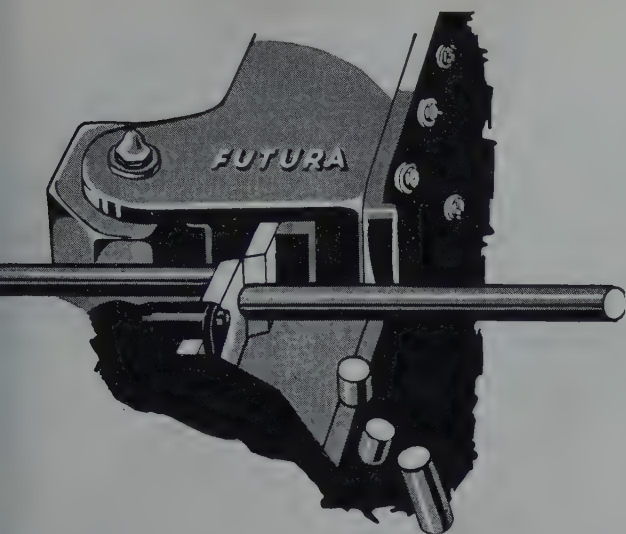


BAUTECHNIK

AUF DER DEUTSCHEN
INDUSTRIE-MESSE
HANNOVER 1960

24. APRIL - 3. MAI

DIE GROSSTE BAUAUSSTELLUNG DEUTSCHLANDS



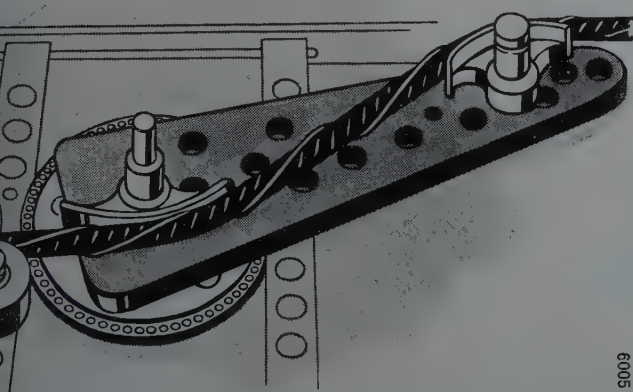
FUTURA

**Betonstahl-
Schneidemaschinen**

**Betonstahl-
Biegemaschinen**

TYPEN:	S 320	B 320
	S 400	B 400
	S 500	B 500
	S 550	B 550
	S 600	B 600
	S 700	B 700

Bügelbiegemaschinen • Sondervorrichtungen

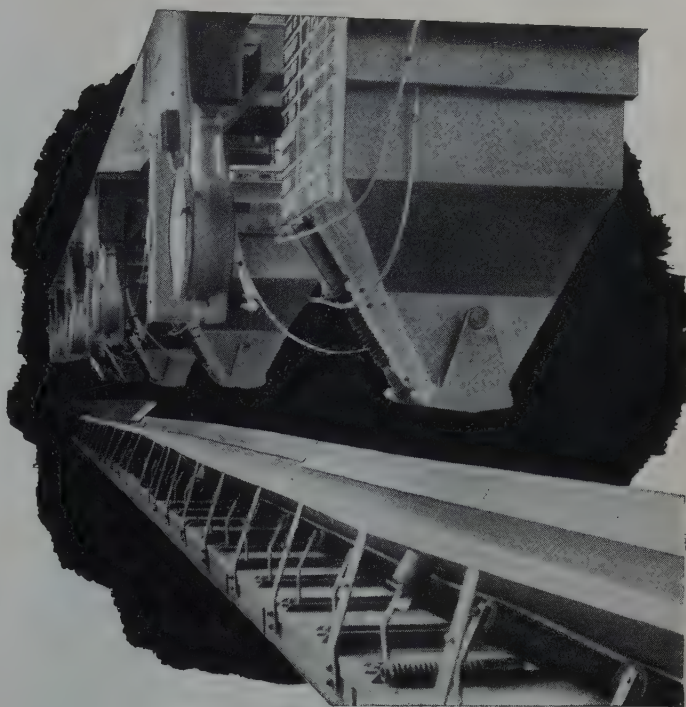


5005

RUPP-DOLBERG GMBH • ESSEN



BERLIN • BREMEN • DORTMUND • ESSEN • FRANKFURT
HAMBURG • HANNOVER • KÖLN • MANNHEIM
STUTTGART • MÜNCHEN mit Verkaufsbüro NÜRNBERG



Schneller, besser, billiger ...



Halb- oder vollautomatische Wiegeeinrichtungen, die den Zement und die verschiedenen Körnungen der Zu-

schlagstoffe entsprechend den Mischvorschriften genau abwiegen und im gleichmäßigen Takt dem Mischer zuführen, schaffen nicht nur in kürzester Zeit jede gewünschte Menge Beton, sondern sparen darüber hinaus nicht unbedeutende Summen an Arbeitslohn: ein Mann am Mischer, ein Mann am Steuerpult der Anlage, zwei Mann zur Füllung



der Vorratsbehälter—mehr Leute sind heute nicht mehr notwendig! Verlangen Sie



unseren interessanten Prospekt W 144, der Ihnen viele Beispiele moderner Wiegetechnik zeigt.

**Pfister-Waagen
Augsburg**



DURCHLASSBAUWERKE

aus *Stahlfertigteilen*

System: Armco Multi-Plate

Armco Nestable-Plate

ARMCO-THYSSEN

DINSLAKEN / NDRRH

Vor kurzem erschien:

FEUERFESTKUNDE

Herstellung, Eigenschaften und Verwendung feuerfester Baustoffe

Von Dr. phil. Dr.-Ing. FRIEDRICH HARDERS, Hüttendirektor, Dortmund, und

Dr. phil. SIGISMUND KIENOW, Privatdozent an der Bergakademie, Clausthal

Mit 719 Abbildungen und 186 Tabellen. XVI, 981 Seiten Gr.-8°. 1960.

Ganzleinen DM 126,—

INHALTSÜBERSICHT

Die Eigenschaften feuerfester Stoffe und ihre Prüfung · Silikaerzeugnisse · Schamotteerzeugnisse · Hochtonerde- und zirkonhaltige Baustoffe · Basische und neutrale feuerfeste Baustoffe · Kohlenstoffhaltige Baustoffe · Feuerleicht- und Isoliersteine · Schlußwort · Tabellenanhang · Namen- und Sachverzeichnis · Stoffverzeichnis (Mineralien, Verbindungen, Steinsorten) · Verzeichnis der Zustandsdiagramme.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



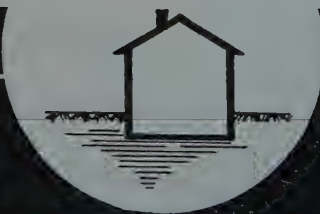
Dorschel



hoffentlich ALLIANZ versichert

wenn Dein schönes Auto brennt

Gegen
Wasser
und
Feuchtigkeit



vandex isoliermittel



VANDEX
ISOLIERMITTEL-GESellschaft
HAMBURG-STELLINGEN
KIELER STRASSE 335c

Umschau

Obering. Joseph Gallian 60 Jahre

Herr Obering. J. Gallian, Leiter der Bauabteilung Kraftwerke der Brown, Boveri & Cie. AG., Mannheim, vollendete am 5. Februar sein 60. Lebensjahr. In Frankfurt/M. geboren, absolvierte er dort, nach dem Besuch der Mittelschule, die Höhere Staatliche Lehranstalt für Hoch- und Tiefbau und war nach vorübergehender Praktikantentätigkeit von 1920 bis 1922 Assistent von Prof. Dr.-Ing. Nitzsche an der Technischen Hochschule Darmstadt. Die in den Laboratorien für Stoffuntersuchung und Eisenbetonstatik gewonnenen Erkenntnisse benutzte der junge Bauingenieur dann von 1922 bis 1932 bei der Mayß & Freytag AG., Frankfurt, in die Tat umsetzen. Nach zehnjähriger Praxis im Hoch- und Tiefbau trat Gallian am 1. Oktober 1932 in die Dienste von BBC und widmete sich von nun an ganz dem Bau von Dampfkraftwerken. Seinen großen Fähigkeiten entsprach sein rascher Aufstieg, er wurde 1937 zum Oberingenieur ernannt, erhielt 1942 Handlungsvollmacht und 1952 Prokura.

Direktor Dipl.-Ing. Reinhold Weyer 50 Jahre

Am 31. Januar 1960 vollendete Herr Dipl.-Ing. R. Weyer, Direktor der Firma Polensky & Zöllner und Leiter der Niederlassung Köln, sein 50. Lebensjahr. Am 31. Januar 1910 in Köln geboren, beendete er im März 1935 sein Studium an der Technischen Hochschule Hannover und trat am 1. April 1935 in die Dienste der Firma Polensky & Zöllner, nachdem er früher schon auf deren Baustellen als Praktikant tätig war.

Als tüchtiger Statiker und Konstrukteur wurde er sehr bald zum Oberingenieur ernannt und am 1. Februar 1954 zum Direktor. Kurz danach übernahm er die Leitung der Niederlassung Köln der Firma Polensky & Zöllner, bei der er auf eine über 25jährige Zugehörigkeit zurückblicken kann. Durch seine hohen fachlichen und menschlichen Qualitäten hat Herr Weyer sich sehr viele Freunde erworben.

Baugrundtagung 1960 in Frankfurt/M. am 12./13. Mai

Vortragsprogramm:

- H. Breth, Darmstadt: Messungen und Beobachtungen bei der Erhöhung des Staudammes Schwammenau.
- J. P. van Bruggen, Rotterdam: Die Pfahlgründung der Brücke über den Fraserfluß bei Port Mann, Vancouver, Kanada.
- K. Förster, Hamburg: Auswahl und Bemessung der Gründungs- fähigkeit im Hamburger Hafen.
- E. C. W. A. Geuze, Delft: Der holländische Delta-Plan und die dabei zu lösenden bodenmechanischen Fragen.
- R. Jelinek, München: Über die Standsicherheit von Fange- räumen.
- W. Jensen, Kiel-Wik: Die Gründung des Fahrzeugtunnels unter dem Nord-Ostsee-Kanal bei Rendsburg.
- Jörgen, Frankfurt/M.: Unterfahrung im Schildvortrieb im Zuge der Hamburger U-Bahn.
- A. Kézdi, Budapest: Untersuchung einiger Grundbruchfälle.
- H. W. Koenig, Essen: Die Sorpetalsperre — ihre Instandsetzung, Beseitigung von Kriegs- und Folgeschäden.
- G. Kühn, Hamburg: Erdbau in Rußland.
- K. Neumann, Grevenbroich-Neuenhausen: Die Entstehung von Erdrutschen im Lockergestein als Folge von Böschungsbewegungen.
- H. Petermann, Siegen: Reihenversuche an Stahlbetonpfählen in Bremen.
- H. Ramm, Frankfurt/M.: Der Bau des Managil-Bewässerungs- kanals im Sudan.
- W. Schenck, Hamburg: Neuartige Unterfahrung des Hospizes St. Raphael beim Bau der Hamburger U-Bahn.
- P. Siedek, Köln: Bodenmechanische Vorbereitungen für die Bauten der Vogelfluglinie.
- K. Steinfeld, Hamburg: Wirkungsweise und zweckmäßiger Ein- satz von Saugbrunnen.

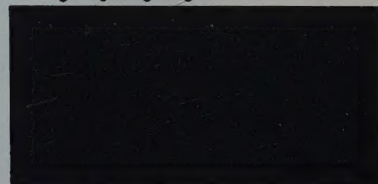
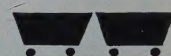
2. Internationale Ausstellung für Baumaschinen und Baustellenbedarf (EXPOMAT, Paris)

In der Zeit vom 19. bis 29. Mai 1960 findet in den Ausstellungshallen und auf dem Freigelände des Flughafens von Paris, Le Bourget, die 2. Internationale Ausstellung für Baumaschinen und Baustellenbedarf statt.

Die erste Veranstaltung dieser Art war im Juni 1958 vorausgegangen. Damals hatte sich die französische Baumaschinen- und Geräteindustrie so gut wie vollständig beteiligt; daneben auch eine große Zahl der bekanntesten Hersteller aus USA, der Deutschen Bundesrepublik und anderen europäischen Ländern. Mit Rücksicht auf die größere Firmenbeteiligung und das steigende Angebot wird diesem Jahr die Ausstellungsfläche auf über 200 000 m² vergrößert.

Nähere Auskünfte an Interessenten durch die deutsche Vertretung der „EXPOMAT“: Bauverlag GmbH, Wiesbaden, Kl. Wilhelmstraße 7. Tel.: 5 95 15. FS: 0 416 792.

für Präzisionspolygonierungen über und unter Tage



Sekundentheodolit Theo 010

Zusatzeinrichtungen:

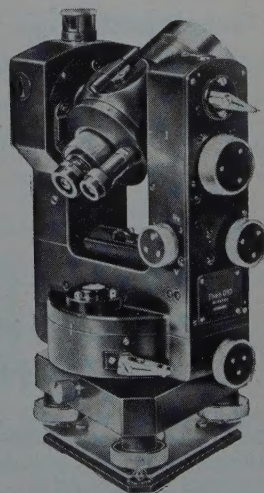
- Basislattenaustrüstungen
- Tafel- und Lichtsignalausrüstungen
- schlagwettersichere Beleuchtungseinrichtung
- Farbgläser Steilsichtprismen

Vertrieb für die Bundesrepublik

Bitte verlangen Sie Druckschriften unter 10/F Theo 010

Werner Jähnert, Göttingen

Generalvertretung der optischen Werke JENA



aus JENA

JENOPTIK JENA GmbH

STELLENANGEBOTE**Stahlbauanstalt in rheinischer Großstadt**

sucht zum baldigen Eintritt einen

Betriebsleiter**für den Stahlhoch-, Brücken- und Behälterbau**

Die Bewerber müssen neben der entsprechenden Berufserfahrung umfassende Kenntnisse auf dem Gebiet der Schweißtechnik sowie im Akkord- und Terminwesen (Refa) besitzen.

Herren, die in ähnlicher Stellung mit Erfolg tätig gewesen sind, werden um ihre Bewerbung mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisfotokopien, Lichtbild und Angabe der Gehaltswünsche gebeten unter „Der Bauingenieur 1030“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, oder unmittelbar an

Ernst H. Dahlke — Personelle Beratung

Düsseldorf, Duisburger Str. 115, Tel.: 444226

Baustoffindustrie sucht zum baldmöglichen Eintritt jüngeren

Dr.-Ing. oder Dipl.-Ing.

für interessante Beratungs- und Forschungstätigkeit auf zement- und betontechnischem Gebiet.

Interessenten werden gebeten, ihre Bewerbung (Lichtbild, Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Gehaltsforderung) unter „Der Bauingenieur 1040“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, zu richten.

Bei der Stadt Duisburg (Ortsklasse S) ist sofort die Stelle eines

**techn. Rechnungsprüfers
beim Rechnungsprüfungsamt**

zu besetzen. Beschäftigung im Beamtenverhältnis als Stadtbauoberinspektor (Besoldungsgruppe A 10 BesAG NW). Bewerber, deren Übernahme in das Beamtenverhältnis nicht möglich ist, werden als Angestellte nach Vergütungsgruppe IV b TO.A. eingestellt.

Gefordert werden abgeschlossene Fachschulausbildung (HTL) — Fachrichtung Tiefbau —, umfangreiche Erfahrungen und mehrjährige praktische Tätigkeit im öffentl. Bauwesen, insbesondere in Ausschreibung, Bauleitung und Abrechnung.

Bewerbungen mit lückenlosem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind bis zum 25. 3. 1960 an die Stadt Duisburg, Personalrat — Kennziffer 1360 — zu richten.

**BAUTECHNIKER
ZEICHNER**

der Fachrichtung Tiefbau für das Ortsbauamt der Gemeinde Weingarten (Baden) zur Mitarbeit an interessanten Aufgaben gesucht.

Angebote mit den üblichen Unterlagen und Angabe der Gehaltsansprüche an Bürgermeisteramt Weingarten (Bd.)

„Berichtigung“: Die Dezember-Ausgabe enthielt eine Werbebeilage der Firma Rheinhold & Mahla GmbH, Abt. Isolierbaustoffe, Stammhaus Mannheim, mit dem Titel: „Tabellen und Berechnungsbeispiele für den Wärmeschutz von Außenwänden“. Wegen eines Druckfehlers sind einige Berichtigungen notwendig, und es muß in den Tabellen 4 und 5, bei einem Teil der Auflage auch in der Tabelle 3, jeweils statt „Hochlochziegelmauerwerk“ bzw. „Hochlochziegel“ richtig heißen: „Vollziegelmauerwerk“ bzw. „Vollziegel“.



SIEMENS

TAUCHMOTOR- PUMPEN

Ein Aggregat ohne Wartung

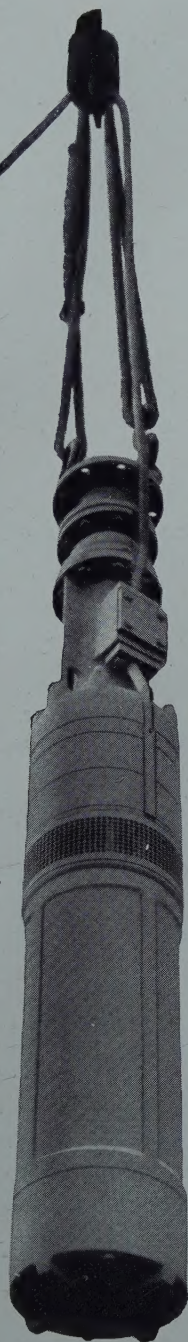
ist die neue Siemens-Tauchmotorpumpe.

Beim Einbau und im Dauerbetrieb
verweisen sich ihre Vorzüge:

- der wasserdichte Klemmenkasten
- der wassergefüllte Drehstrommotor
- die wassergeschmierten Gleitlager
- der besonders einfache
- und robuste Aufbau

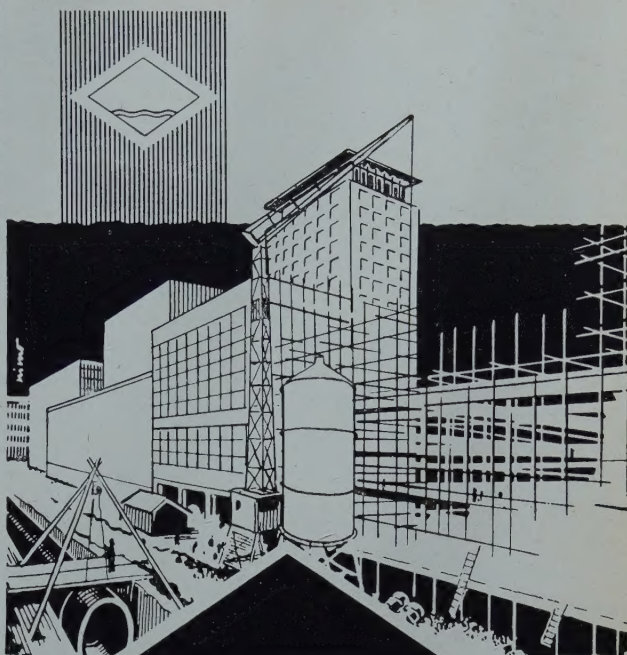
Wir liefern ferner:

vollständige elektrische Ausrüstungen für Wasserwerke,
Schöpfwerke und Abwasserpumpwerke



37/67

SIEMENS-SCHUCKERTWERKE AKTIENGESELLSCHAFT



INERTOL

QUALITÄT

entscheidet auch beim

BAUTENSCHUTZ

Zur **Isolierung** und Abdichtung
von Fundamenten, Behältern
und Rohrleitungen,

zum **Schutz** von Beton, Putz und
Stahl gegen Feuchtigkeit und
chemische Einflüsse,

zur **Erhaltung** und Pflege von
Dächern aus Asbestzement,
Blech und Dachpappe,

zur **Förderung** von Hygiene
und Sauberkeit in Wasch-,
Brause- und Arbeitsräumen

liefern wir hochentwickelte, seit
Jahren bewährte Spezialanstriche,
welche in vielen Fällen zu-
gleich auch farbige Gestal-
tungsmöglichkeiten bieten.

Unsere reichen Erfahrungen
sind Ihr Vorteil.

Wir beraten Sie gerne.

LECHLER

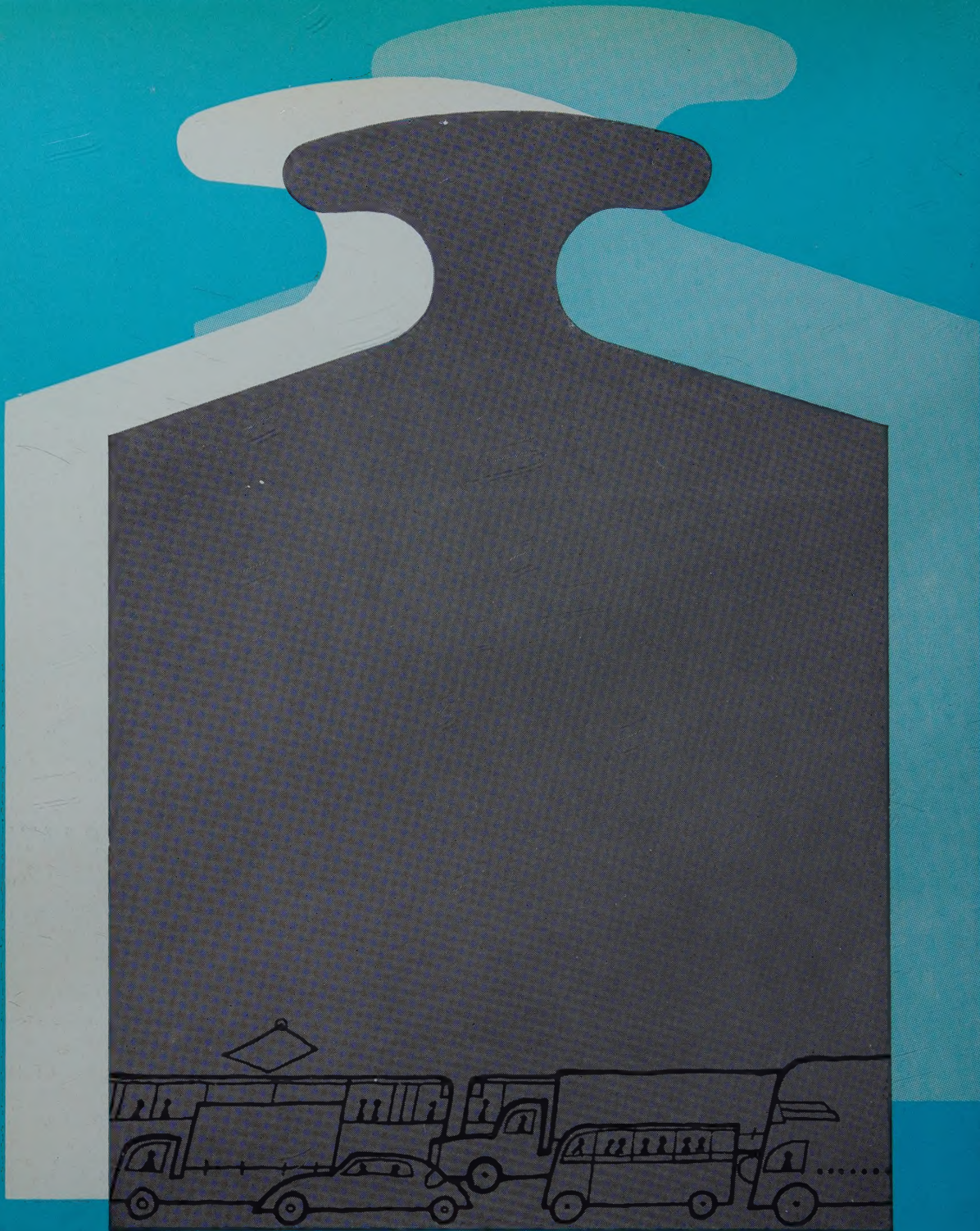
BAUTENSCHUTZCHEMIE

2131/4



FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART

UND GELSENKIRCHEN/BUER



Eternit

Druckrohre

mit REKA-Kupplung
im Großstadtverkehr
sicher und wirtschaftlich

Eternit Aktiengesellschaft Berlin

